

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
MARIANA MEZA VICTORINO

INFLUÊNCIA DA CHUVA NAS POROPRESSÕES E ESTABILIDADE DOS
TALUDES RODOVIÁRIOS DE UM TRECHO DA BR 376 NA SERRA DO MAR
PARANAENSE

CURITIBA
2015

MARIANA MEZA VICTORINO

INFLUÊNCIA DA CHUVA NAS POROPRESSÕES E ESTABILIDADE DOS
TALUDES RODOVIÁRIOS DE UM TRECHO DA BR 376 NA SERRA DO MAR
PARANAENSE

Dissertação apresentada como requisito parcial à
obtenção do grau de Mestre em Geotecnia ao Programa
de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil,
Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Alessandro C. M. Kormann

CURITIBA
2015

V646i

Victorino, Mariana Meza

Influência da chuva nas poropressões e estabilidade dos taludes rodoviários de um trecho da BR 376 na Serra do Mar paranaense/ Mariana Meza Victorino. — Curitiba, 2015.
124 f. : il. color. ; 30 cm.

Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil, 2015.

Orientador: Alessandra C. M. Kormann .

Bibliografia: p. 118-124.

1. Taludes (Mecânica dos solos). 2. Solos - Estabilidade. 3. Serra do Mar (PR). I. Universidade Federal do Paraná. II. Kormann, Alessandra C. M.. III. Título.

CDD: 551.81

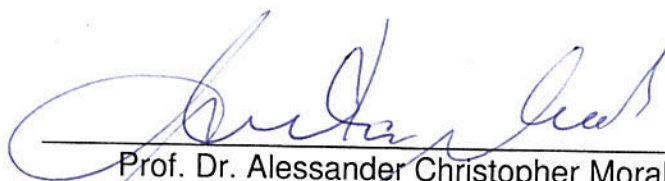
TERMO DE APROVAÇÃO

MARIANA MEZA VICTORINO

INFLUÊNCIA DA CHUVA NAS POROPRESSÕES E ESTABILIDADE DOS TALUDES RODOVIÁRIOS DE UM TRECHO DA BR 376 NA SERRA DO MAR PARANAENSE

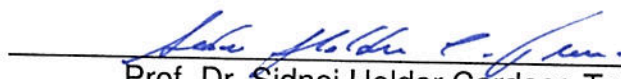
Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Geotecnia no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

Orientador:

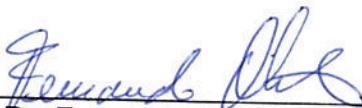


Prof. Dr. Alessandro Christopher Morales Kormann
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção
Civil da UFPR

Examinadores:



Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção
Civil da UFPR



Prof. Dr. Fernando Antônio Medeiros Marinho
Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da
USP.

Curitiba, 21 de maio de 2015

RESUMO

Desastres relacionados a movimentos de terra e deflagrados por chuvas intensas têm causado significativas perdas humanas e materiais em várias partes do globo. A Serra do Mar é uma formação composta por relevo montanhoso de geologia complexa, e constitui uma região naturalmente instável do sudeste brasileiro. Visto que essa formação está localizada em uma área densamente povoada e de grande importância econômica, tal instabilidade geológica é frequentemente agravada pela implantação de obras de infraestrutura, a exemplo de rodovias que modificam a estrutura original do terreno. Considerando o papel da chuva na desestabilização desta região, um talude rodoviário localizado na BR 376 foi adotado como plataforma experimental para a avaliação da influência da chuva nos padrões de poropressão em um trecho da Serra do Mar paranaense. Investigações geotécnicas complementares baseadas em ensaios de campo e laboratório foram conduzidas, de modo a aprimorar o entendimento das características geológico-geotécnicas das encostas que compõem a região de estudo. A partir de dados históricos de chuva e movimentos de terra, uma faixa pluviométrica crítica para a deflagração de escorregamentos foi proposta com o objetivo de investigar a relação entre a chuva e os escorregamentos na região. Análises de fluxo transiente e de estabilidade pelo método do equilíbrio limite demonstraram que a infiltração da chuva contribui para redução da sucção e consequentemente do fator de segurança do talude estudado.

Palavras chave: Estabilidade de taludes, Serra do mar, solos residuais e solos coluvionares.

ABSTRACT

Disasters associated with landslides and mainly triggered by high levels of rainfall have caused significant material and human losses in various regions around the world. The *Serra do Mar* is a long system of mountain chains in southeastern Brazil, characterized by slopes and high summits that exhibit complex and naturally unstable geological structures. Since this mountain range is located in a densely populated area with great economical importance, slope instability is frequently aggravated by land development such as road construction that modifies the original soil conditions. Considering the influence of rainfall in the geological stability of this region, a highway located on a slope of the BR376 interstate road was established as an experimental site to evaluate the impact of rainfall on pore water pressure patterns in a section of Serra do Mar, within Paraná state. Additional geotechnical analysis based on field and laboratory assays were performed to improve the understanding of the geological properties of the escarpments in this range. Based on historical data from rainfall and earth movements, a land strip with critical levels of rainfall was established, and used as basis to investigate the relationship between rainfall and landslips. Analyses of transient flow behavior and slope stability by the limit equilibrium method demonstrated that rain infiltration contributed to reduced suction, as well as the safety factor in the studied slope.

Keywords: Slope stability, Serra do Mar, residual soils and colluvial soils.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	7
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	9
2.1	Estudos relacionados à influência da chuva na estabilidade de talude	9
2.2	Mecanismos de ruptura de taludes.....	16
2.3	Aspectos e comportamento dos solos não saturados	19
2.3.1	Técnicas de medição e determinação de sucção	20
2.3.2	Curva de retenção (curva característica).....	21
2.3.3	Permeabilidade saturada	24
2.3.4	Coeficiente de permeabilidade para solos não saturados	26
2.4	Fluxo não saturado em solo	29
2.5	Métodos para análise de estabilidade de taludes	32
3.	LOCALIZAÇÃO E ASPÉCTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS DA ÁREA DE ESTUDO	40
4.	INVESTIGAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA – ÁREA DE ESTUDO	45
4.1	Seleção e locação dos pontos de investigação	45
4.2	Coleta de amostras e planejamento dos ensaios	47
4.3	Ensaio in situ e de laboratório com amostras coletadas na área de estudo.....	54
4.3.1	Ensaio de Caracterização	54
4.3.2	Curvas de retenção de água – CRA's	58
4.3.3	Ensaio de infiltração In situ	67
4.3.4	Ensaio de cisalhamento direto.....	69
5.	LIMITE PLUVIOMÉTRICO PARA DEFLAGRAÇÃO DE ESCORREGAMENTOS NA ÁREA DE ESTUDO.....	81
5.1	Histórico de chuva e movimentos de massa na área de estudo.....	81
5.2	Organização e tratamento dos dados históricos.....	86
5.3	Diagrama de correlação entre chuva e escorregamentos	88
6.	RETROANÁLISES DE FLUXO TRANSIENTE E ESTABILIDADE	93
6.1	Descrição do talude e definição da estratigrafia	93
6.1	Análise de fluxo	97
6.2	Análise de estabilidade.....	98
6.3	Análise de sensibilidade e parâmetros geotécnicos	99

6.4	Relações entre sucção e estabilidade de talude	106
7.	CONCLUSÕES.....	115
8.	SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	117
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	118

1. INTRODUÇÃO

A Serra do Mar é uma cadeia montanhosa que se estende por aproximadamente 2000 km ao longo do litoral leste/sul brasileiro, indo desde o estado do Rio de Janeiro até o norte do estado de Santa Catarina. Esta é uma região urbanizada, com presença de grandes cidades nas suas proximidades e consequentemente uma densa e complexa rede de modais.

Visto que esta região é naturalmente instável no que diz respeito a movimentos de terra devido suas condições topográficas, geológicas e regime de chuvas, a mesma vem sendo palco de grandes desastres no âmbito geotécnico tendo como principal mecanismo indutor as chuvas de grande volume.

Alguns estudos vêm mostrando que em determinadas encostas, como as da Serra do Mar, os escorregamentos podem ocorrer por perda de sucção dos solos mais superficiais e não por elevação do nível de água (e.g. WOLLE e CARVALHO, 1989; KIM *et al*, 2004; PRETTO, 2014).

Baseado neste contexto uma grande área de estudo, um trecho da BR-376 de aproximadamente 36 quilômetros situados na Serra do Mar, foi selecionado para o desenvolvimento desta dissertação devido à sua importância geológica-geotécnica e sócio econômica, e teve como principais objetivos:

- Compreender, por meio de revisão bibliográfica, de que maneira a chuva assim como os aspectos mecânicos e hidráulicos dos solos influenciam na estabilidade dos taludes;
- Caracterizar geológica e geotecnicamente por meio de revisão bibliográfica, ensaios de campo e laboratório o trecho da BR 376 delimitado como a área de estudo;
- Propor uma faixa pluviométrica crítica, baseada em dados históricos, para a deflagração de escorregamentos;
- Avaliar a influência da chuva na poropressão e na estabilidade de um talude por meio de retroanálise de fluxo transiente e estabilidade em termos não saturados.

A dissertação foi dividida em 8 itens. No item 2 apresentou-se uma revisão sobre a influencia da chuva no fluxo e estabilidade de taludes não saturados. Na sequência foram abordados os principais aspectos geológicos e geotécnicos da área de estudo. O item 4 contemplou os resultados obtidos na campanha de investigação geotécnica que, além de complementar a compreensão do comportamento dos solos

predominantes na área de estudo, subsidiaram a elaboração do limiar pluviométrico crítico para escorregamentos e as retroanálises de fluxo transiente e estabilidade apresentadas nos itens 5 e 6. O item 7 e 8 resume as conclusões obtidas e apresenta as sugestões para trabalhos futuros respectivamente.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Buscou-se com a revisão bibliográfica apresentar a influência da chuva na estabilidade de taludes assim como os aspectos teóricos sobre o comportamento mecânico e hidráulico dos solos não saturados.

2.1 ESTUDOS RELACIONADOS À INFLUÊNCIA DA CHUVA NA ESTABILIDADE DE TALUDE

A bibliografia ressalta como principal fator deflagrador dos movimentos de terra as chuvas. Isso porque o aumento da umidade do solo contribui, por diversos motivos a serem descritos ao longo desta dissertação, para a redução da resistência dos solos que levam as encostas a ruptura (e.g. TATIZANA *et al*, 1987b, D'ORSI, 2011; OLIVEIRA, 2012; AU, 1998).

Apesar de a chuva ser, em muitos casos, de fato o deflagrador dos movimentos, as condições geoestruturais, litológicas, topográficas, hidrogeológicas entre outras características de um talude influenciam na sua estabilidade e estas devem ser tratadas em conjunto (TATIZANA *et al*, 1987b, D'ORSI, 2011; OLIVEIRA, 2012 e KANJI; MASSAD e ARAÚJO, 1997).

Chuvas intensas são consideradas as principais causas de rupturas em taludes de solo em Hong Kong. AU (1998) verificou que as chuvas antecedentes têm influência relativamente pequena sobre os deslizamentos registrados e atribuiu tal comportamento aos solos predominantemente arenosos. A redução da sucção, aumento da poropressão, evolução e presença de processos erosivos também são responsáveis pela deflagração dos movimentos de massa na região estudada pelo autor.

Já Neyama (1989) relata que movimentos de massa são verificados no Japão quando eventos de chuva de 75 mm em uma hora ocorrem depois de 200 mm em 15 dias. Neste caso, o autor constatou que as chuvas precedentes se mostraram importantes na deflagração dos movimentos de massa.

Wolle e Carvalho (1989) procuraram caracterizar os escorregamentos frequentes nas encostas da Serra do Mar, no estado de São Paulo, Brasil. Os autores chegaram à conclusão de que os escorregamentos registrados na região foram

causados pela redução da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados devido à diminuição da sucção causada pelo avanço da frente de umedecimento dada pela ação das chuvas. Entretanto, eles não verificaram, por meio de medidores de nível de água instalados nas encostas da região, níveis de água elevados mesmo em épocas de chuvas mais intensas. Esta característica foi atribuída ao crescimento da condutividade hidráulica em profundidade justificada pelo fraturamento da rocha encontrada abaixo da camada de rocha intemperizada sobrejacente.

Wolle e Hachich (1988) demonstraram que em encostas de regiões tropicais é comum a existência de perfis de intemperismo, mais ou menos espessos, sobrejacentes a um horizonte de rocha fraturada, que devido à sua permeabilidade mais elevada que a do solo funciona como uma região drenante, garantindo que o nível freático se mantenha em níveis profundos.

Esta mesma característica foi verificada numa encosta litorânea densamente instrumentada, localizada na Serra do Marna cidade de Balneário Camburiú, Santa Catarina, Brasil. Pretto (2014) apresentou o perfil estratigráfico, definido por meio de sondagens diretas e geofísicas, composto por um sistema de fraturas que esclarece a pequena variação no nível de água ao longo das estações secas e chuvosas. O autor ainda verificou, por meio de tensiômetros e piezômetros instalados nas camadas mais superficiais – até 3 metros de profundidade - redução da sucção para volumes de chuva acima de 45 mm.

Kim et al. (2004) apresentou um estudo com dois taludes compostos por dois diferentes tipos de solos intemperizados comumente encontrados na Coreia. O estudo relaciona o avanço da frente de umedecimento causada pela infiltração da chuva, ao longo do tempo, com a redução da sucção. Essas análises revelaram que a magnitude da sucção inicial na região da “frente de umedecimento” desempenha um papel importante na estabilidade das encostas naturais em solos intemperizados.

Em todo o mundo mais intensamente a partir da década de 1970, muitos pesquisadores vêm se esforçando para estabelecer os índices pluviométricos capazes de deflagrar os diferentes tipos de processos de ruptura de taludes. As metodologias correntes visam determinar limiares pluviométricos baseados em modelos de processos físicos ou empíricos.

Os modelos baseados em processos físicos buscam por meio de modelos que consideram infiltração da chuva chegar a índices de segurança que caracterizam a situação de estabilidade do talude. Estes modelos são alimentados com as condições

geoestruturais, litológicas, topográficas, hidrogeológicas entre outras características que influenciam nas condições de estabilidade. Os resultados estão fortemente ligados à quantidade e qualidade dos dados disponíveis que alimentam o modelo.

Os limiares pluviométricos determinados por meio de modelos empíricos geralmente são baseados em eventos reais de chuva e os movimentos de massa diretamente associados a estes eventos. Os limiares são definidos pela linha traçada imediatamente abaixo da “nuvem” de pontos que representam as condições pluviométricas (precipitação acumulada, intensidade pluviométrica, duração do evento, etc.) registradas em cada uma das ocorrências de escorregamentos.

Ressalta-se que ambas as técnicas são baseadas em dados reais de precipitação e de acordo com Mieres *et al.* (2011) o monitoramento de dados pluviométricos através de pluviômetros, satélites, radares ou outros está sujeito a erros. Os autores descreveram que o monitoramento por pluviômetros possui baixa representatividade espacial, mesmo quando há uma rede densa de instrumentos instalados. Tal limitação é agravada quando a precipitação é de origem convectiva e isolada (Tucci, 1993 e Calvetti *et al.*, 2003) como é o caso da chuva orográfica, muito comum em regiões serranas, que pode não ser registrada pelo equipamento se este não estiver localizado sob o local de ocorrência do evento pluviométrico.

D’Orsi (2013) baseado na sua experiência com o Sistema Alerta Rio, que conta com 33 estações pluviométricas, afirmou que embora seja notória a variabilidade da distribuição pluviométrica principalmente durante evento de chuvas intensas, a prática tem revelado que em casos de monitoramento de centros urbanos bem estruturados é possível admitir um espaçamento entre estações de até 10 km nas regiões de relevo pouco acidentado e de até 3 km naquelas de relevo muito acidentado para utilização em alertas meteorológicos.

Limiares empíricos para o início de movimentos de massa podem ser definidos em caráter global, regional ou local. Exemplos de aplicação dessa metodologia podem ser encontrados nos estudos apresentados por Tatizana *et al.* (1987a,b), Kanji e Araujo (1997), Yuan *et al.* (2005), Guzzetti *et al.* (2007), Peruccacci *et al.* (2012), D’Orzi (2011) e Saito *et al.* (2010).

Tatizana *et al.* (1987a,b) verificou a influência direta de pelo menos 6 fatores na deflagração dos escorregamentos na Serra do Mar (geologia, geomorfologia, declividade, cobertura vegetal, regime pluviométrico e posição da encosta) mas, perante a dificuldade de considerá-los isoladamente no estudo os autores optaram

por analisar o comportamento das ocorrências de chuva por setores. Para região de Cubatão (SP) chuvas com e sem registros de escorregamentos auxiliaram os autores na definição dos limiares pluviométricos empíricos baseados na pluviometria acumulada em 96 horas x intensidade pluviométrica em 1 hora e determinaram parâmetros (“K”) específicos para cada modelo de ruptura. Este estudo mostrou a importância de uma relação entre a precipitação acumulada antecedente e a intensidade horária, na deflagração dos escorregamentos. O autor ainda ressalta que a aplicação do modelo para as outras porções da serra, que não as próximas à Refinaria Presidente Bernardes (setor de estudo), deve incorporar as diferentes condições geotécnicas de cada setor.

Kanji e Araujo (1997), discutiu os principais fatores que causam corridas (chuva, geologia e declividade) e sua distinção com relação a escorregamentos. Baseado na correlação entre intensidade de chuva para diversos períodos de tempo que deflagraram movimentos de massa em diferentes regiões do mundo foi proposto pelos autores um critério de chuva deflagradora destes dois tipos de movimentos (Figura 1).

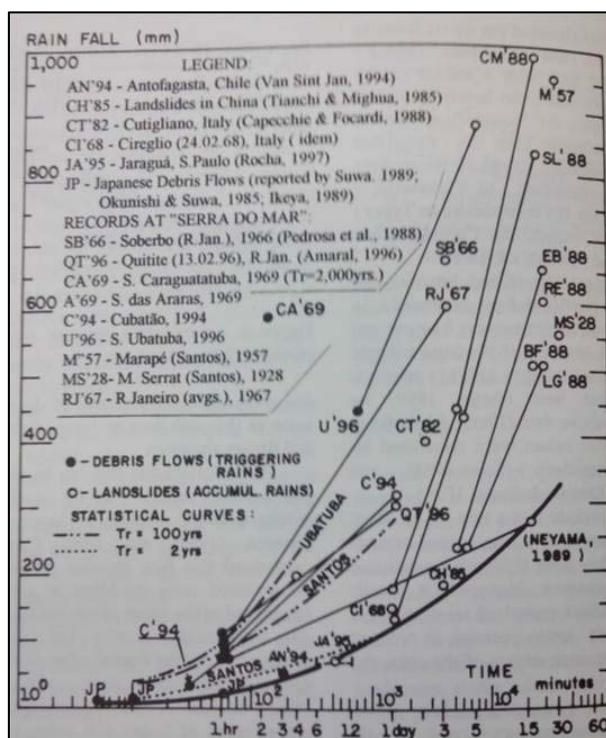


Figura 1: Relação entre chuva acumulada para diversos movimentos de terra ao longo do mundo e critério de chuva deflagradora de corridas e escorregamentos.
(Fonte: Kanji e Araujo, 1997)

Ressalta-se que no gráfico proposto por Kanji e Araujo (1997) a precipitação é apresentada em termos acumulados, isto é, quando os pontos correspondentes a um movimento de massas estão ligados entre si, as chuvas de curta duração estão contidas no evento pluviométrico que deflagrou o movimento que ocorreu com maior período de tempo.

Kanji e Araujo (1997) plotou também as curvas estatísticas para as chuvas com período de retorno de 2 e 100 anos de cidades próximas a cidade de Cubatão. Comparando essas curvas com as chuvas acumuladas que deflagraram corridas e escorregamentos em 1994 na cidade de Cubatão, verifica-se que as chuvas que deflagraram os movimentos são superiores as de 100 anos de período de retorno.

A curva traçada imediatamente abaixo dos movimentos de massa relacionados pelos autores é caracterizada por uma relação direta entre intensidade e duração da chuva que representa a condição mínima para ocorrência de deslizamentos e corridas em caráter global (1):

$$P=21,1(t)^{0,48} \quad (1)$$

Foi constatado pelos autores, com base em dados históricos, que os escorregamentos tendem a ocorrer para altos valores de precipitação acumulados em um grande período de tempo enquanto as corridas ocorrem com chuva de grande intensidade em um curto período de tempo.

Kanji e Araujo (1997) também apresenta uma comparação entre o limiar pluviométrico proposto com outros propostos na literatura (Figura 2). Esta análise mostra que a curva proposta por Kanji tende a ser mais conservadora quando comparada com a literatura.

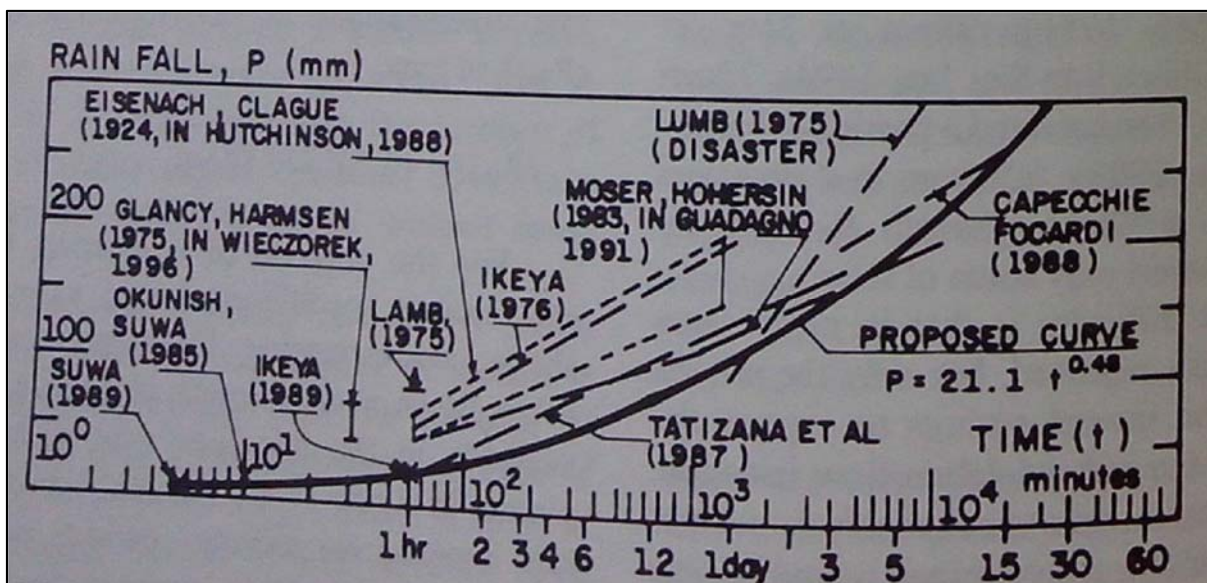


Figura 2: Comparação entre limiares pluviométricos para deflagração de escorregamentos propostos na literatura e o proposto por Kanji e Araujo (1997). (Fonte: Kanji e Araujo, 1997)

Guzzetti (2007) revisou limiares de chuva para o início de deslizamentos de terra em todo o mundo com o intuito de propor novos limites empíricos de chuvas para o centro e sul da Europa. O autor compilou eventos de chuva que desencadearam movimentos de terra na área de estudo, num total de 663 movimentos que ocorreram durante os anos 1841 e 2002, em um gráfico que correlaciona intensidade (mm/h) pela duração em horas. Com isso, traçou limiares de precipitação que desencadeiam deslizamentos e por fim os comparou com os limiares regionais e globais propostos pela literatura. Ele verificou que a nova proposta se mostrou mais baixa que os limiares globais definidos na literatura definidos pelas linhas 1 a 5 apresentadas na Figura 3. Os novos limiares são geralmente mais baixos do que os limiares locais e limiares regionais propostos na literatura (linhas 6 a 11 e 12 a 18 respectivamente definidas na Figura 3) entretanto, tem uma relação um tanto complexa com eles. O autor atribui isso ao fato de que os novos limiares foram definidos utilizando dados de precipitação e deslizamento de terra de áreas distantes, e não podem ser considerados regionais ou limiares locais. O autor ainda evidenciou que uma mesma região pode apresentar diferentes propostas de limiares pluviométricos perante a variabilidade das condições pluviométricas, geológicas, fisiográficas e geomorfológicas.

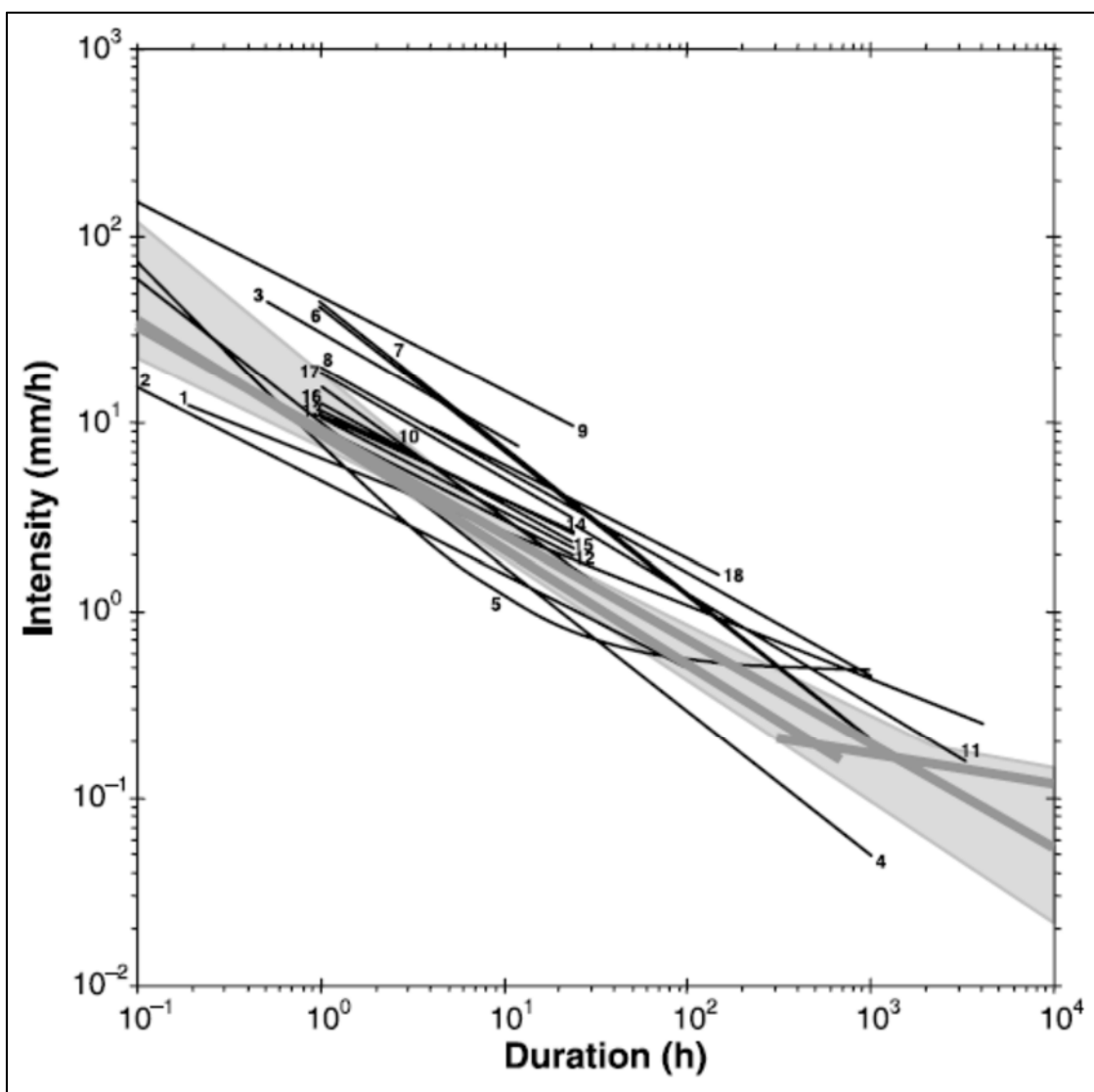


Figura 3: Comparação entre o limiar global definido por Guzzetti (2007) (área e linhas cinza) com os propostos por Piedmont Region. 1, Caine (1980); 2, Innes (1983); 3, Jibson (1989); 4, Clarizia et al (1996); 5, Crosta and Frattini (2001); 6, Moser and Hohensinn (1983); 7, Cancelli and Nova (1985); 8, Ceriani et al (1992); 9, Paronuzzi et al (1998); 10, Marchi et al (2002); 11, Floris et al (2004); 12–17, Bolley and Oliaro (1999); 18, Aleotti (2004).

Autores como Iverson (2000) reconhecem que os modelos físicos e numéricos muitas vezes ignoram algumas condições do solo importantes, tais como história de tensões e efeitos tridimensionais; e ainda defendem a necessidade de calibrar os modelos com dados reais.

Fica evidente a importância da caracterização geológica geotécnica e ambiental no entendimento da susceptibilidade ao escorregamento de taludes. A instrumentação se apresenta como uma grande aliada no entendimento da dinâmica com que os fatores como, a chuva, a poropressão, as deformações entre outros, influenciam na estabilidade de um talude já que o comportamento não é generalizado.

Aliado a esses conhecimentos, ferramentas numéricas vêm auxiliando os pesquisadores na compreensão da dinâmica e influência da chuva na estabilidade de taludes.

Em geral, no Brasil, informações detalhadas sobre distribuição topográfica e intensidade das chuvas são escassas. Este cenário dificulta a implantação de modelos empíricos principalmente em nível regional para predição de escorregamentos.

2.2 MECANISMOS DE RUPTURA DE TALUDES

Fiori e Carmignani (2009) definem talude como qualquer superfície inclinada que limita um maciço de terra, de rocha ou ambos. Pode ser natural (encostas ou vertentes) ou artificial (cortes e aterros).

São inúmeros os sistemas classificatórios de movimentos de massa em uso em todo mundo. De acordo com Augusto Filho e Virgili (1998) as classificações, de um modo geral, são baseadas na combinação dos seguintes critérios:

- Velocidade, direção e recorrência dos deslocamentos;
- Natureza do material instabilizado;
- Textura, estrutura e conteúdo de água dos materiais;
- Geometria das massas movimentadas;
- Modalidade de deformação do movimento.

Guidicini e Nieble (1984) dividem os movimentos coletivos de solo e de rocha em três grandes grupos: escoamentos, escorregamentos e subsidências, a saber:

a) Escoamentos correspondem a uma deformação ou movimento contínuo, com ou sem superfície definida de movimentação. Englobam movimentos lentos (rastejos) e rápidos (corridas);

b) Escorregamentos correspondem a movimentos rápidos de duração relativamente curta ao longo de uma superfície definida de deslizamento. Sua velocidade chega a 0,30 m/h, variando de acordo com a causa inicial do movimento e com a inclinação e natureza do terreno. A ocorrência de escorregamentos está condicionada a valores iguais ou inferiores à unidade para a relação entre resistência ao cisalhamento do solo ou rocha e as tensões de cisalhamento na superfície potencial de movimentação. Esses movimentos podem ainda ser classificados como rotacionais ou translacionais;

c) Subsidiências correspondem a movimentos nos quais não há frente livre e o deslocamento efetua-se quase que somente na vertical. Estes processos não interferem de forma significativa na estabilidade de taludes naturais e dividem-se em subsidiências propriamente ditas, recalques e desabamentos.

Segundo o manual GEORIO (2000) a classificação proposta por Varnes (1978) e apresentada no Quadro 1 é a mais utilizada internacionalmente.

Quadro 1: Classificação dos movimentos de encosta

TIPO DE MOVIMENTO			TIPO DE MATERIAL		
			ROCHA	SOLO	
				Grosseiro	Fino
Quedas			De rocha	De massa de solo e rocha	De terra
Tombamentos			De rocha	De massa de solo e rocha	De terra
Escorregamentos	Rotacional	Poucas unidades	De rocha	De massa de solo e rocha	De terra
	Translacional	Muitas unidades			
Expansões laterais			De rocha	De massa de solo e rocha	De terra
Corridas/escoamentos			De rocha (rastejo profundo)	De massa de solo e rocha	De terra
				(Rastejo de solo)	
Complexos: combinação de 2 ou mais dos principais tipos de movimento					

FONTE: VARNES (1978)

O movimento de um talude é deflagrado quando as tensões cisalhantes mobilizadas se igualam à resistência ao cisalhamento do material. Esta situação pode ocorrer com o aumento das tensões cisalhantes mobilizadas ou com a redução da resistência ao cisalhamento. Varnes (1978) descreve os principais fatores deflagradores de movimentos (Quadro 2).

Quadro 2: Fatores deflagradores dos movimentos de massa

AÇÃO	FATORES	FENÔMENOS GEOLÓGICOS/ANTRÓPICOS
Aumento da solicitação	Remoção de massa (lateral ou da base)	Erosão, escorregamentos Cortes
	Sobrecarga	Peso da água de chuva, neve, granizo, etc.
		Acúmulo natural de material (depósitos)
		Peso da vegetação Construção de estruturas, aterros, etc.
Redução da resistência	Solicitações dinâmicas	Terremotos, ondas, vulcões, etc. Explosões, tráfego, sismos induzidos
	Pressões laterais	Água em trincas, congelamento, material expansivo
	Características inerentes ao material (geometria, estruturas, etc.)	Características geomecânicas do material, tensões
	Mudanças ou fatores variáveis	Intemperismo: redução na coesão, ângulo de atrito Elevação do nível de água

FONTE: VARNES (1978)

Conforme anteriormente descrito, a redução da sucção é diretamente influenciada pela infiltração de água no solo e pode ocorrer com o avanço de uma frente de umedecimento no solo sem mesmo alterar o nível de água no terreno.

O entendimento dos processos de instabilização de taludes parte do conhecimento dos materiais que os compõem e sua geologia, geometria, mecanismos de percolação de água, clima, vegetação, assim como comportamento mecânico dos materiais e da encosta como um todo. Estas condicionantes atuam de maneira interativa e devem ser analisadas como tal durante o estudo de estabilidade de taludes.

Vale ressaltar também que os solos tropicais têm comportamento muito diferenciado. A heterogeneidade, anisotropia e outras particularidades dificultam a elaboração de um modelo conceitual que generalize o seu comportamento. A resposta do solo frente às solicitações está fortemente ligada à sua estrutura, cimentação e

características herdadas da rocha matriz. Todas estas propriedades dependem do grau de alteração do material.

2.3 ASPECTOS E COMPORTAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

O clima é um importante fator na formação dos solos, pois ele atua, em longo prazo, como um agente intemperizador ou laterizador ou ainda, mais sazonalmente, como um agente instabilizador que imprime ao solo características que são refletidas nas propriedades físicas e mecânicas dos mesmos. Por envolver o clima e por muitas vezes exigir a compreensão de fatores ambientais que estão ligados a outras áreas do conhecimento, deve-se ter em mente que a mecânica dos solos não saturada é multidisciplinar.

Os solos são encontrados na natureza secos, saturados e não saturados sendo os últimos, objeto desta revisão, uma mistura de partículas de solo, água e ar em diferentes percentagens volumétricas (FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

O conceito de pressão hidrostática em solos saturados abaixo do nível de água é bastante conhecido assim como o fato de que a água pode ascender por capilaridade até uma determinada altura, acima do lençol freático, mantendo o solo saturado nesta região. A altura que a água pode ascender por capilaridade chega a dimensões métricas em solos mais finos.

Abaixo do nível de água, a pressão de água ou poropressão, em condições hidrostáticas, é dada pelo produto da altura de água (h_w) pelo peso específico da água (γ_w). Esta pressão é positiva. Acima do nível de água, devido aos fenômenos que envolvem capilares, até o trecho onde ocorre a ascensão capilar a pressão também é calculada da mesma forma, porém, com a altura de água tomada no outro sentido e consequentemente negativa (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

No entanto, a água continua presente no solo acima do nível de saturação capilar. Esta região, onde a poropressão também é negativa, é denominada não saturada e é onde a água divide os poros com o ar.

Sucção ou poropressão negativa pode ser descrita como a energia com que um elemento poroso absorve água quando a mesma está livre para se mover. A sucção pode também ser definida de uma maneira simples como sendo a força com que um elemento poroso absorve água.

A sucção é composta de duas partes, a sucção matricial e a sucção osmótica.

A sucção matricial está ligada a quantidade de água no solo e é resultado das forças de adsorção que mantêm a água aderida às partículas sólidas e aos fenômenos de capilaridade que por sua vez deflagram a formação de meniscos de água entre as partículas sólidas. A água nesses meniscos se encontra sob uma pressão inferior à do ar, também presente nos poros. Assim, a água estará sob pressão negativa. A sucção osmótica é função dos solutos presentes no meio, sendo tanto mais negativa quanto mais elevada for essa concentração. A sua magnitude pode ser considerada, para fins práticos, desprezível em relação à matricial (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

Com o intuito de se facilitar a leitura, neste texto, o termo sucção refere-se sempre a sucção matricial salvo quando o contrário for explicitado.

O efeito da sucção no comportamento dos solos não saturados é fundamental e está fortemente relacionado com a mineralogia, densidade e umidade do solo (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

O entendimento e definição da relação entre sucção e umidade são de extrema importância nas análises de fluxo em meios não saturados e a variação da sucção associada às características de retenção de água do solo altera a resistência ao cisalhamento sendo assim a sucção do solo um aspecto indispensável para o mecanismo de instabilização (WOLLE e HACHICH, 1989, FREDLUND, 2006, ABRAMENTO e PINTO, 1993).

2.3.1 Técnicas de medição e determinação de sucção

Na mecânica dos solos, Terzaghi (1925) foi o primeiro a estudar a sucção medindo a capacidade dos solos argilosos de sustentarem elevada sucção. Antes disso, estudos relacionados a métodos de medição sucção só se deram na área da agricultura.

Existem muitas técnicas, diretas e indiretas, para medição de sucção no solo e sua correta aplicação está associada ao intervalo de sucção a ser encontrado em um determinado tipo de solo.

A Tabela 1 apresenta algumas técnicas de medição de sucção assim como seu intervalo de aplicação.

Tabela 1: Técnicas de medição de sucção

TÉCNICA	INTERVALO (kPa)	SUCÇÃO MATRICIAL	SUCÇÃO OSMÓTICA	SUCÇÃO TOTAL
Psycrometro	100-80000		X	x
Papel filtro	0-29000	x		x
Tensiômetro	0-90	x		x
Translação de eixos	0-1500	x		
Condutividade térmica	0-400	x		
Condutividade elétrica	20-1500	x	X	

FONTE: ADAPTADO DE MARINHO (1994) E MARINHO (2005a)

Marinho (2005a) descreveu cada uma das técnicas assim como suas limitações e aplicações. A descrição de alguns instrumentos disponíveis para medição de sucção também foi apresentada por Sestrem (2012).

2.3.2 Curva de retenção (curva característica)

A curva de retenção descreve a relação entre a umidade do solo e a sua sucção e por este motivo ela também é conhecida como curva característica do solo. O comportamento de retenção de água nos solos é fundamental para a compreensão dos fenômenos relacionados com o fluxo, resistência e a compressibilidade dos solos.

A forma da curva de retenção, segundo Fredlund e Xing (1994), está ligada ao tipo de solo, arranjo estrutural e composição mineralógica. O autor apresentou três curvas típicas para diferentes solos (Figura 4).

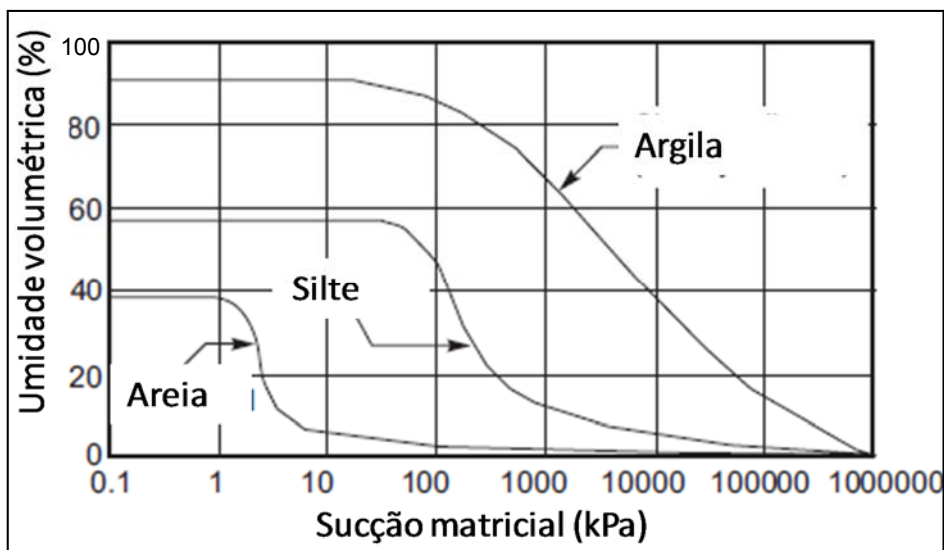


Figura 4: Curvas de retenção típicas para solos arenosos, siltosos e argilosos
Fonte: Modificada de Fredlund e Xing (1994).

Alguns valores apresentados pela curva de retenção merecem destaque (Figura 5). O valor de umidade residual (θ_{res}) está associado a altos valores de sucção e o acréscimo de sucção não tende a diminuir este valor de umidade.

O valor de umidade de saturação (θ_{sat}) é teoricamente igual à porosidade do solo, ou seja, todos os vazios estão preenchidos com água. O valor de entrada de ar ou pressão de entrada de ar é o valor para o qual a água dá lugar ao ar em um processo de secagem. O ponto é definido pelo decréscimo acentuado da umidade volumétrica com o aumento da sucção.

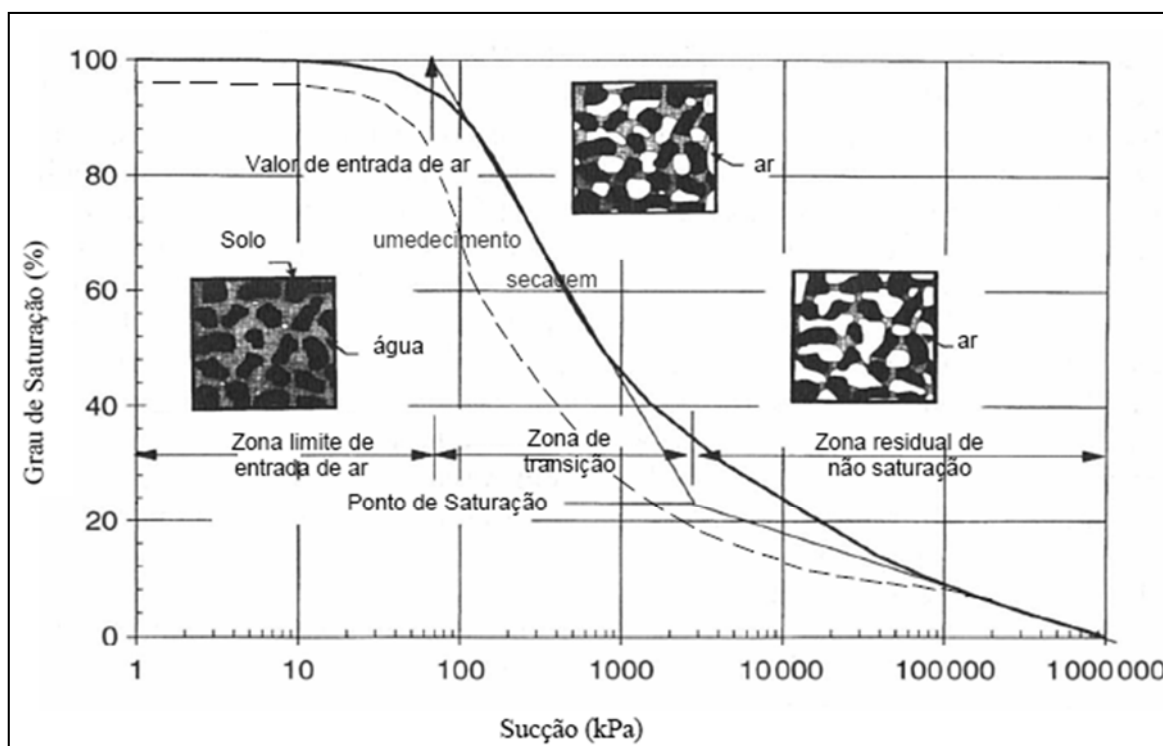


Figura 5: Pontos principais da curva característica.

Fonte: Modificada de Vanapalli *et al.* (2000)

Visto que a ascensão capilar é inversamente proporcional ao tamanho do poro, os solos de granulometria mais fina apresentam maior zona capilar e com isso valores de entrada de ar mais altos do que para solos mais granulares. O gradiente da curva fica mais suave quanto mais fino o solo em virtude da drenagem mais lenta dos poros reduzidos de solos mais finos. Para solos argilosos a umidade residual é atingida apenas para valores muito altos de sucção. Quanto maior a declividade da curva, maior será a perda de sucção do solo perante o avanço da frente de umedecimento. Esta característica fica evidente nas curvas de retenção dos solos arenosos e com pequena variação dos diâmetros dos poros (FREDLUND e XING, 1994).

Vale ressaltar que as curvas de retenção dos solos tropicais podem não apresentar forma similar às apresentadas na Figura 4 devido suas diferenças e particularidades no que diz respeito principalmente à estrutura e distribuição de poros.

Alguns autores propuseram a determinação das curvas de retenção de umidade por meio de métodos preditivos indiretos que são baseados nas características granulométricas, de constância entre outras propriedades dos solos. Fredlund, Wilson e Fredlund (2002) propuseram a concepção de curvas de retenção a partir da curva granulométrica. Prevedelo e Loyola (2002) propuseram a obtenção

dessa curva por geometria e composição granulométrica. Marinho (2005) apresentou um método para a obtenção da curva de retenção de materiais argilosos por meio dos índices de consistência dos solos.

Existem diversas equações empíricas, baseadas em várias técnicas de ensaios de diferentes solos, que permitem ajustar uma curva a dados experimentais que relacionam sucção e umidade. Destacam as propostas por Brooks e Corey (1964), Van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994).

Além de a curva característica ser fundamental no entendimento da variação da sucção do solo não saturado frente à variação de umidade, ela também vem sendo utilizada na previsão de outras propriedades de um solo não saturado, tais como, na previsão empírica da função de permeabilidade não saturada, na forma com que a resistência ao cisalhamento se altera e de que maneira as variações volumétricas comportam-se sob a variação da sucção obtida através de trajetórias de umedecimento ou secagem.

2.3.3 Permeabilidade saturada

Segundo Lumb (1975), num perfil de solo homogêneo, a velocidade máxima de infiltração da chuva será numericamente igual à permeabilidade saturada do solo.

Os métodos de campo mais comuns para determinação da permeabilidade saturada são os ensaios de permeabilidade realizados em furos de sondagem de carga constante ou variada, em trincheiras ou cavas e consistem basicamente em verificar o volume de água que infiltra no solo em um dado tempo. No Brasil o boletim 04 (ABGE, 1996) descreve esses ensaios mais usuais.

Além destes ensaios mais convencionais os infiltrômetros como o permeâmetro de Guelph e o infiltrômetro de mini disco, segundo Mendes (2008), vêm sendo cada vez mais aplicados na determinação da permeabilidade saturada no Brasil.

Mendes (2008) utilizou o infiltrômetro de mini-disco na determinação de permeabilidade saturada de solos residuais. Segundo o autor, o ensaio consiste basicamente na verificação do volume de água que infiltra, para uma determinada sucção, no solo por meio da diferença de leituras do nível de água na câmara inferior do infiltrômetro em determinados intervalos de tempo. As câmaras superiores e

inferiores são preenchidas com água sendo que a superior faz o controle da sucção aplicada e a inferior é utilizada como reservatório graduado para a água que infiltrará no solo. O mini-disco que entra em contato direto com o solo é composto por aço inoxidável com pequenos poros (Figura 5).

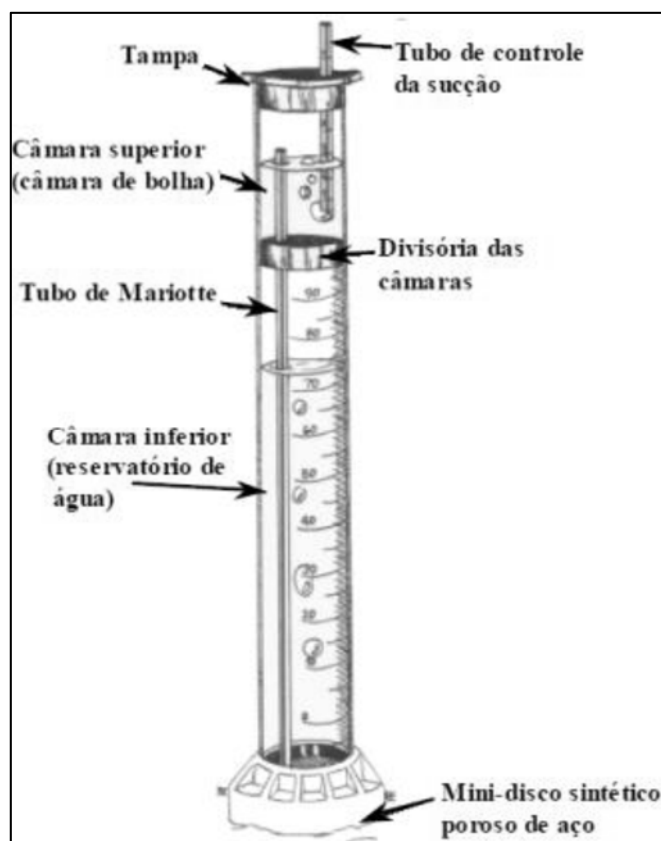


Figura 6: Ilustração do Infiltrômetro de mini-disco com detalhe às suas principais partes. Fonte: Modificado de Decagon, 2007

O cálculo da infiltração de água segue a proposta de Zhang (1997) *apud* Mendes (2008) que a partir da medição da infiltração e tempo defini os parâmetros C1 e C2 (Equação 2):

$$I = C_1.t + C_2. \sqrt{t} \quad (2)$$

Onde:

C2= parâmetro relacionado com a absorção do solo ($m.s^{-1/2}$)

C1= relacionado com a condutividade hidráulica ($m.s^{-1}$)

Zhang (1997) *apud* Mendes (2008) então apresenta uma equação para determinação da permeabilidade hidráulica saturada como sendo:

$$K=C_1/A \quad (3)$$

Onde A é um parâmetro derivado dos parâmetros de ajuste de curvas de retenção dada proposta por Van Genuchten (1980).

A relação entre a permeabilidade saturada com o índice de vazios é bem conhecida, entretanto, a permeabilidade de solos residuais não é função apenas do índice de vazios, mas também da cimentação, ligação, distribuição e tamanho de poros (FUTAI, 2002).

Futai (2002) analisou dados de coeficiente de permeabilidade de 12 solos tropicais e identificou quatro faixas distintas de comportamento:

I – Solos porosos argilosos, típicos do horizonte B, têm menor permeabilidade que solos do horizonte C com mesmo índice de vazios. O IP é, em geral, maior que 25% e apresentam porcentual de argila maior que 50%;

II – Solos saprolíticos, de horizonte C, micáceos, com predominância da fração silte e IP menor que 20%;

III – Solos saprolíticos arenosos, de horizonte C, não plásticos e com baixos teores de argila (inferior a 20%);

IV – Comportamento particular apresentado por solos residuais de granito da Estrada do Soberbo, de horizonte C saprolítico e solo coluvionar, ambos arenosos.

2.3.4 Coeficiente de permeabilidade para solos não saturados

A condutividade não saturada, diferentemente da saturada, não é constante e varia com o nível de sucção do solo. Ela é uma função representada por uma curva de condutividade hidráulica dada em unidade de comprimento por tempo em função da umidade ou sucção do solo.

O caminho que a água percorre, em solos não saturados, torna-se maior e tortuoso visto que existe nesta situação presença de ar nos vazios do solo e conseqüentemente a permeabilidade não saturada é menor que a saturada.

Assim como a capacidade de retenção de água de solo, segundo Fredlund (2006), a permeabilidade do solo está ligada ao tipo de solo, arranjo estrutural e composição mineralógica e ao nível de umidade e consequentemente sucção.

A permeabilidade não saturada pode ser determinada diretamente por meio de métodos experimentais *in situ* ou laboratoriais ou indiretamente por meio da aplicação de modelos matemáticos preditivos.

A maioria dos métodos experimentais para determinação da condutividade hidráulica não saturada é similar aos métodos usados para determinação de condutividade hidráulica saturada, aqueles baseados na Lei de Darcy, ou seja, os ensaios consistem na aplicação de fluxo ou gradiente hidráulico ao solo. No primeiro caso (fluxo constante), mede-se a sucção e, no segundo (gradiente hidráulico constante), mede-se a taxa de fluxo, para, então, determinar-se a condutividade hidráulica não saturada por meio da lei de Darcy (DIAS, 2012).

Nestes métodos se faz necessária a medição do teor de umidade ou da sucção, sendo que um dos dois parâmetros, caso o outro não ter sido medido, deve ser inferido através de uma curva de retenção obtida independentemente. Caso os dois sejam medidos durante a realização do ensaio, não existe a necessidade de se obter antecipadamente a curva de retenção, e a função de permeabilidade pode ser estimada diretamente dos parâmetros obtidos.

Segundo McCartney e Parks (2009), apesar de muitos ensaios terem sido propostos para a determinação da condutividade hidráulica de solos não saturados, seus usos estão restritos tipicamente ao meio acadêmico. Isso decorre, segundo o autor, do fato de que estimativas confiáveis da condutividade hidráulica não saturada são especialmente difíceis de obter, em parte devido à variabilidade em campo e ao tempo e custos altos que a medição deste parâmetro envolve. O autor ainda alerta que o uso de modelos preditivos para estimativa da função de condutividade hidráulica pode levar a erros de uma a quatro ordens de magnitude, com as maiores discrepâncias ocorrendo em baixas umidades.

Visto a maior facilidade de se obter a curva de retenção dos materiais em relação à de permeabilidade, diversas formulações empíricas baseadas nas curvas de retenção e permeabilidade saturada vêm sendo propostas (FREDLUND, XING e HUANG, 1994).

Dias (2012), em sua revisão bibliográfica, apresentou uma compilação de diversas formulações propostas para predição de permeabilidade não saturada, como podem ser vistas na Tabela 2.

Tabela 2: Funções para descrição da curva de retenção de umidade do solo.

Autor	Modelo	Parâmetros de ajuste
Richards (1931)	$K(\psi) = a\psi + b$	a e b : parâmetros de ajuste
Gardner (1958)	$K(\psi) = K_{sat}e^{-a\psi}$	a : parâmetro de ajuste (relacionado ao inverso do valor de entrada de ar)
Brooks e Corey (1964)	$K(\psi) = K_{sat}, para \psi \leq \psi_b$ $K(\psi) = K_{sat} \left(\frac{\psi}{\psi_b} \right)^{-n}, para \psi \geq \psi_b$	ψ_b : valor de entrada de ar n : parâmetro de ajuste
Campbell (1974)	$K(\psi) = K_{sat} \left(\frac{\theta}{\theta_{sat}} \right)^n$	n : parâmetro de ajuste
Van Genuchten (1980) (baseado no modelo de Mualem, 1976)	$K(\psi) = K_{sat} \frac{\{1 - (\alpha\psi)^{n-1} [1 + (\alpha\psi)^n]^{-m}\}^2}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{m/2}}$	α, m, n : parâmetros de ajuste $m = 1 - 1/n$
Van Genuchten (1980) (baseado no modelo de Burdino, 1953)	$K(\psi) = K_{sat} \frac{\{1 - (\alpha\psi)^{n-2} [1 + (\alpha\psi)^n]^{-m}\}^2}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{2m}}$	α, m, n : parâmetros de ajuste $m = 1 - 2/n$

Fonte: Dias (2012)

Uma das formulações empíricas mais utilizadas na prática da engenharia e que foi utilizada no desenvolvimento das análises desta dissertação foi a proposta por Van-Genuchten (1980).

Van Genuchten (1980) obteve uma expressão analítica (4) para a função de permeabilidade não saturada baseada no modelo de Mualem (1976) *apud* Van Genuchten (1980).

$$K(\theta) = K_{sat} \sqrt{\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}} \left\{ 1 - \left[1 - \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{\frac{1}{1-\frac{1}{n}}} \right]^{1-\frac{1}{n}} \right\}^2 \quad (4)$$

Onde:

K_{sat} é a condutividade hidráulica saturada do solo

θ_s é a umidade volumétrica saturada

θ_r é a umidade volumétrica residual

Os valores de umidade volumétrica são derivados da curva de retenção de umidade enquanto o valor de permeabilidade saturada é uma propriedade do solo que deve pode ser definida preferencialmente experimentalmente.

2.4 FLUXO NÃO SATURADO EM SOLO

A Equação de Darcy (Equação 5) rege o fluxo unidimensional de água no solo nas condições saturada e não saturada quando em condição de fluxo permanente.

$$Q = k A \frac{\Delta H}{l} \quad (5)$$

Onde,

Q = vazão (m/s)

k = permeabilidade saturada (m/s)

A = área que a água atravessa (m²)

ΔH = perda de carga hidráulica

l = distância ao longo da qual a carga se dissipa

Esta lei leva à conclusão de que a velocidade com que a água flui nos espaços vazios intergranulares de um solo é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico.

Para um meio bidimensional onde a condição de fluxo permanente é verdadeira, Forchheimer (1886) *apud Araujo et al* (2007) demonstrou que a

distribuição do fluxo e das pressões em um meio poroso é governada pela equação diferencial de Laplace (Equação 6).

$$\frac{\delta^2 H}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 H}{\delta y^2} = 0 \quad (6)$$

Onde a carga total (H) corresponde à soma da carga de pressão e altimétrica (Equação 7).

$$H = \frac{u_w}{\gamma_w} + y \quad (7)$$

Onde:

u_w = poropressão

γ_w = peso específico da água

y = elevação

A solução da equação de Laplace fornece a variação das pressões e a direção do fluxo em todos os pontos de um domínio bidimensional definidos numa malha de elementos finitos. Normalmente, esses resultados são apresentados na forma de contornos equipotenciais, que são as isolinhas de carga hidráulica, para as quais a direção do fluxo é sempre perpendicular (ARAUJO; GOME e CASTRO, 2007).

Quando o fluxo em meios porosos varia em função da posição e do tempo, ou seja, não há o equilíbrio dinâmico, o regime de fluxo é chamado transiente.

Para fluxo transiente o programa computacional SEEP/W desenvolvido pela GeoStudio (2007) resolve a equação de Richards (Equação 7) por meio de iterações numéricas a partir das características geométricas, das propriedades hidráulicas dos materiais envolvidos e das condições de contorno.

$$\frac{\delta}{\delta x} \left(k_x \frac{\delta H}{\delta x} \right) + \frac{\delta}{\delta y} \left(k_y \frac{\delta H}{\delta y} \right) + Q = \frac{\delta \theta}{\delta t} \quad (8)$$

Onde:

H = carga hidráulica

k_x = condutividade hidráulica na direção x

k_y = condutividade hidráulica na direção y

Q = vazão

θ = umidade volumétrica

t = tempo

Ressalta-se que a variação da umidade volumétrica é dependente da mudança no estado de tensão e propriedades físicas do solo. O programa SEEP/W é formulado para condições de tensão total constante. Isto é, o programa não considera qualquer carga ou descarga da massa do solo. O *software* também assume que a pressão de ar mantém-se constante e é nula. Com isso, no modelo, as mudanças na umidade volumétrica, definida pela Equação 9, dependem apenas da variação da poropressão.

$$\delta\theta = m_w \delta u_w \quad (9)$$

Onde:

m_w = declividade da curva de retenção

Substituindo o termo correspondente a poropressão da Equação 9 pela Equação 7 obtêm a 10.

$$\delta\theta = m_w \gamma_w \delta(H - y) \quad (10)$$

A Equação 7 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\frac{\delta}{\delta x} \left(k_x \frac{\delta H}{\delta x} \right) + \frac{\delta}{\delta y} \left(k_y \frac{\delta H}{\delta y} \right) + Q = m_w \gamma_w \frac{\delta(H - y)}{\delta t} \quad (11)$$

Uma vez que a elevação y é uma constante, a derivada parcial de y em relação ao tempo desaparece e obtem-se a equação diferencial 12 que é a formulação resolvida no programa SEEP / W para fluxo transiente:

$$\frac{\delta}{\delta x} \left(k_x \frac{\delta H}{\delta x} \right) + \frac{\delta}{\delta y} \left(k_y \frac{\delta H}{\delta y} \right) + Q = m_w \gamma_w \frac{\delta(H)}{\delta t} \quad (12)$$

Contudo, a variação da sucção ao longo do tempo é dada pela variação de umidade causada pela taxa de infiltração da chuva que por sua vez é governada pela curva de permeabilidade não saturada adotada no modelo.

2.5 MÉTODOS PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

O método ideal para análise da estabilidade dos taludes depende de fatores como: tipo de movimento, modelo geomecânico (meio homogêneo, estratificado ou zoneado), anisotropia e modo de ruptura previsto, ou seja, o formato de sua superfície (circular, planar, cunha ou qualquer) e fatores deflagradores.

Existem dois tipos de abordagem para análise da estabilidade dos taludes em solo susceptíveis a escorregamentos do ponto de vista determinístico: teoria de equilíbrio limite e análise de tensões (GERSCOVICH, 2013).

O método de equilíbrio limite foi introduzido no início do século XX e é, portanto, a mais antiga técnica de análise para estabilidades de taludes (GEO-SLOPE, 2004). É baseado no cálculo do equilíbrio das forças e/ou momento atuante e resistente ao longo da potencial superfície de ruptura (Figura 7).

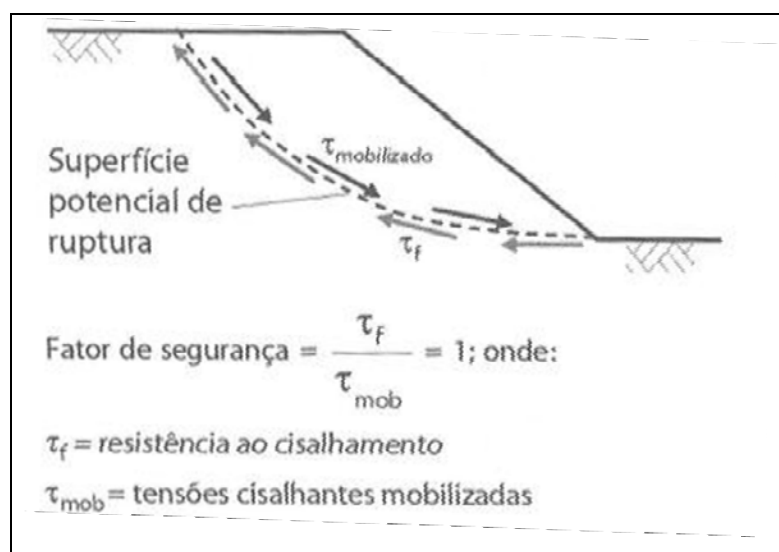


Figura 7: Condição de ruptura por escorregamento. Fonte: Gerscovich (2013)

Tonus (2009) em sua dissertação de mestrado avaliou a estabilidade de uma encosta por meio de diferentes métodos consagrados na literatura. A autora verificou que as análises que envolveram maior quantidade de variáveis, como intervenção com tirantes, nível d'água elevado e coesão na camada superficial apresentaram maiores variações entre os resultados de cada método, tanto na forma da superfície de ruptura quanto no valor do fator de segurança.

Os métodos que se mostraram mais conservadores foram os de Fellenius (1936), que satisfazem apenas o equilíbrio de momentos, e os de Janbu (1954), que satisfazem o equilíbrio de forças verticais e horizontais.

Os métodos mais rigorosos, Morgenstern e Price (1965) e Spencer (1967), que satisfazem as três condições de equilíbrio estático apresentaram resultados muito semelhantes aos encontrados no método de Bishop, que satisfazem o equilíbrio de momentos e de forças verticais (TONUS, 2009).

A Tabela 3 apresenta as características de cada um dos métodos citados acima.

Tabela 3: Características dos métodos de equilíbrio limite de acordo com diferentes autores.

MÉTODO	CARACTERÍSTICAS
Fellenius (1927)	Superfície de ruptura circular Satisfaz o equilíbrio de momentos
Bishop Simplificado (1955)	Superfície de ruptura circular Satisfaz o equilíbrio de momentos Satisfaz o equilíbrio de forças verticais
Janbu Simplificado (1968)	Superfície de ruptura qualquer Satisfaz o equilíbrio de momentos e forças verticais e horizontais
Morgenstern e Price (1965)	Superfície de ruptura qualquer Satisfaz o equilíbrio de momentos e forças verticais e horizontais
Spencer (1967)	Superfície de ruptura qualquer Satisfaz o equilíbrio de momentos e forças verticais e horizontais

FONTE: MODIFICADO DE GEO SLOPE (GEO-SLOPE, 2004)

Entre os parâmetros necessários para o cálculo do fator de segurança, dado pela equação geral (13), a resistência ao cisalhamento do solo é uma das propriedades mais importante para engenharia:

$$FS = \tau / \tau_{mob} \quad (13)$$

Onde:

τ_{mob} a tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada

τ é a resistência ao cisalhamento do solo

Terzaghi (1925) identificou o importante papel que a água do solo exercia sobre a resistência e mostrou que o critério de Mohr-Coulomb (Equação 14) continuava válido desde que da tensão aplicada fosse subtraída da pressão da água

contida nos poros do solo (Equação 15). Isto definiu o que conhecemos como princípio das tensões efetivas.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (14)$$

Onde:

τ é a resistência ao cisalhamento do solo

σ é a tensão total normal

c é o intercepto coesivo

ϕ é o ângulo de atrito do solo

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (15)$$

Onde:

$(\sigma - u)$ é a tensão normal efetiva

u é a poropressão

A condição saturada é a condição que o solo experimenta sua menor resistência ao cisalhamento. Um solo pode ser saturado por vários motivos. Entre eles podemos encontrar a ação das chuvas, rompimento de tubulação de água, irrigação entre outros e a dessaturação pode ser dada por evaporação, evapotranspiração etc.

No caso dos solos não saturados o princípio das tensões efetivas não é válido de maneira generalizada, o que torna o entendimento do comportamento mecânico dos solos não saturados mais complexo (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

Bishop (1959) *apud* Fredlund e Rahardjo, (1993) propôs a primeira equação sobre resistência de solos não saturados. A equação considera o princípio de tensões efetivas de Terzagui para solos não saturados e o critério de Mohr-Coulomb.

$$\tau = c' + [(\sigma_n - u_a) + X(u_a - u_w)] \tan \phi' \quad (16)$$

Onde:

τ é a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados

$(\sigma_n - u_a)$ é a tensão normal líquida

X é o parâmetro dependente do grau de saturação

$(u_a - u_w)$ é a sucção matricial

Fredlund *et al.*(1978), propôs uma relação entre um parâmetro denominado ϕ^b que caracteriza a contribuição da resistência do solo devido a sucção, e o ângulo de atrito definido pelo critério de Mohr-Coulomb dada pela equação (17) para explicar a resistência de solos não saturados (18).

$$X = \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \quad (17)$$

$$\tau = c' + \left[(\sigma - u_a) + \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} (u_a - u_w) \right] \tan \phi' \quad (18)$$

A Equação (18), que representa a resistência ao cisalhamento para um solo não saturado proposta por Fredlund *et al.*(1978) é apresentada graficamente na Figura 8.

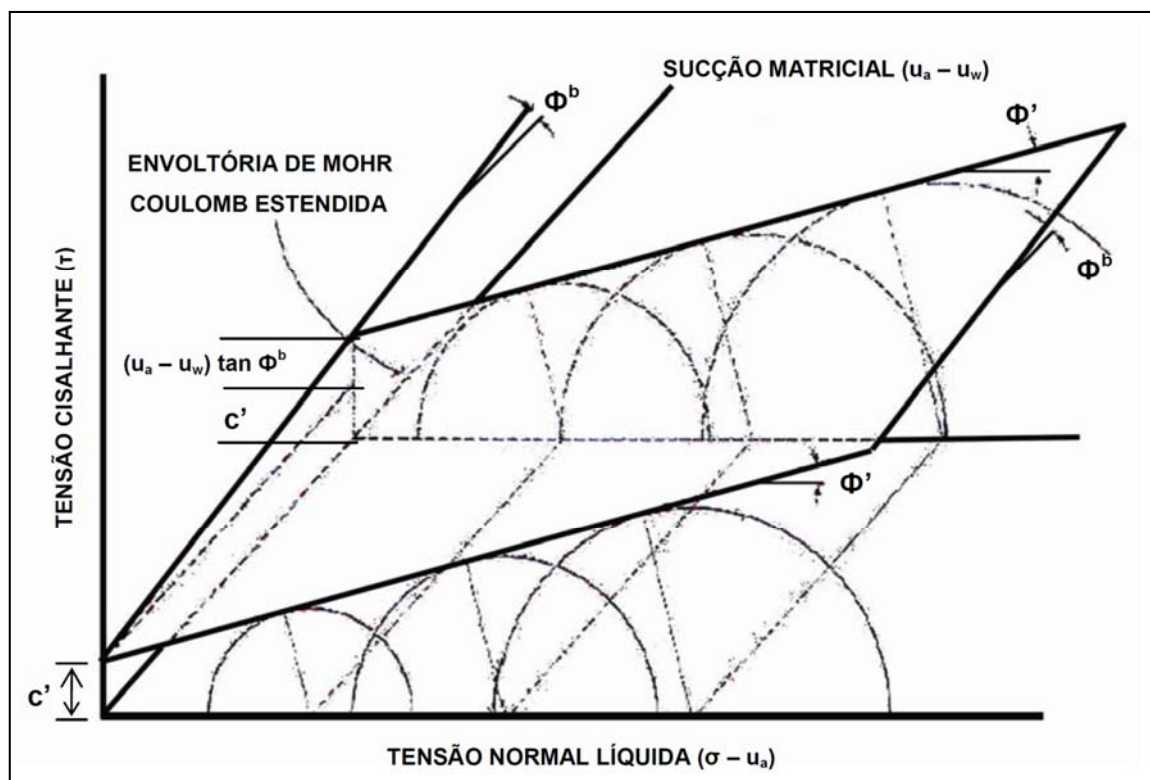


Figura 8: Representação tridimensional da resistência de solos não saturados.
Fonte: Modificado de Fredlund *et al.* (1978).

A proposta de Fredlund *et al.* (1978) defendia que o ângulo de atrito do solo não varia com a sucção e que o parâmetro ϕ^b é constante e representa um aumento linear da coesão com a sucção. Esta abordagem foi revista em 1987 por Fredlund *et al.* que, por meio de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada, verificou que ϕ^b aumenta com o decréscimo da sucção, ou seja, o parâmetro ϕ^b tende a ϕ' para baixos níveis de sucção.

Fredlund e Rahardjo (1993) apresentaram a evolução dos estudos em relação à definição de uma equação para determinação da resistência ao cisalhamento em solos não saturados. Todas as equações tentam incorporar um parâmetro capaz de formar uma variável de valor único para representar a tensão efetiva. Entretanto, segundo os autores, as experiências têm demonstrado que a equação não é de valor único. Pelo contrário, há uma dependência do tipo de solo, do seu estado e de sua trajetória de tensões.

Segundo Tarantino e Mountassir (2013), os critérios propostos na literatura de resistência ao cisalhamento de solos não saturados geralmente caem em duas grandes categorias. A primeira abordagem assume que o acréscimo da resistência ao

cisalhamento é apenas dependente da sucção (FREDLUND *et al*, 1978;. ALONSO *et al*, 1990;. KHALILI e KHABBAZ, 1998 *apud* TARANTINO e MOUNTASSIR, 2013). Neste caso, a resistência ao cisalhamento é expressa pela equação (19).

$$\tau = \sigma \tan \phi' + \Delta\tau(s) \quad (19)$$

Onde:

τ é a resistência ao cisalhamento, σ é a tensão total no plano de ruptura, ϕ' é o ângulo de atrito saturado, $\Delta\tau$ é a contribuição da sucção a resistência ao cisalhamento.

A segunda abordagem assume que o aumento da resistência de um material em condições não saturadas, independentemente, é dado pela sucção e grau de saturação (TOLL, 1990; VANAPALLI *et al.*, 1996; ÖBERG e SÄLLFORS, 1997 *apud* TARANTINO e MOUNTASSIR, 2013).

$$\tau = \sigma \tan \phi' + \Delta\tau(s, S_r) \quad (20)$$

Onde:

S_r é o grau de saturação.

Esta segunda abordagem sugere que existam diferentes valores de resistência ao cisalhamento final para diferentes graus de saturação numa mesma sucção, ou seja, a resistência ao cisalhamento está ligada ao efeito do índice de vazios na curva de retenção de água (TARANTINO e MOUNTASSIR, 2013).

Seguindo esta segunda abordagem e perante a dificuldade de se obter em laboratório a resistência ao cisalhamento de solos não saturados, Vanapalli *et. al.* (1996), com base em ensaios laboratoriais, desenvolveram uma equação empírica (21) para prever a resistência ao cisalhamento de solos não saturados baseada em dados da curva de retenção:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \left[\left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \phi' \right] \quad (21)$$

Onde:

θ_w é a umidade volumétrica,

θ_s é a umidade volumétrica saturada,

θ_r é a umidade volumétrica residual,

$(u_a - u_w)$ a sucção matricial,

$(\sigma_n - u_a)$ a tensão normal líquida.

$$\left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \phi' = \tan \phi^b$$

A primeira parte da equação é função da tensão normal total, já que os parâmetros de resistências c' ϕ' são tipicamente constantes para um solo saturado.

A segunda parte da equação é a contribuição na resistência ao cisalhamento devido à sucção e grau de saturação. Essa parcela pode ser calculada usando a curva característica, e os parâmetros de resistência efetivos.

A envoltória de resistência dada pela equação (21) vem subsidiando as análises de estabilidade para solos não saturados em diversos trabalhos como Ng e Shi (1998), Zhan, Ng e ASCE (2004), Gasmo, Rahardjo e Leong (2000) entre outros.

3. LOCALIZAÇÃO E ASPÉCTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo (Figura 9) foi o trecho da BR 376 localizada na Serra do Mar com cerca de 36 quilômetros de extensão. O trecho tem início na cidade de Tijucas do Sul, no Paraná (cidade pertencente à região metropolitana de Curitiba, Paraná), e segue até próximo à divisa com o Estado de Santa Catarina entre os km 646 e km 682 da rodovia.

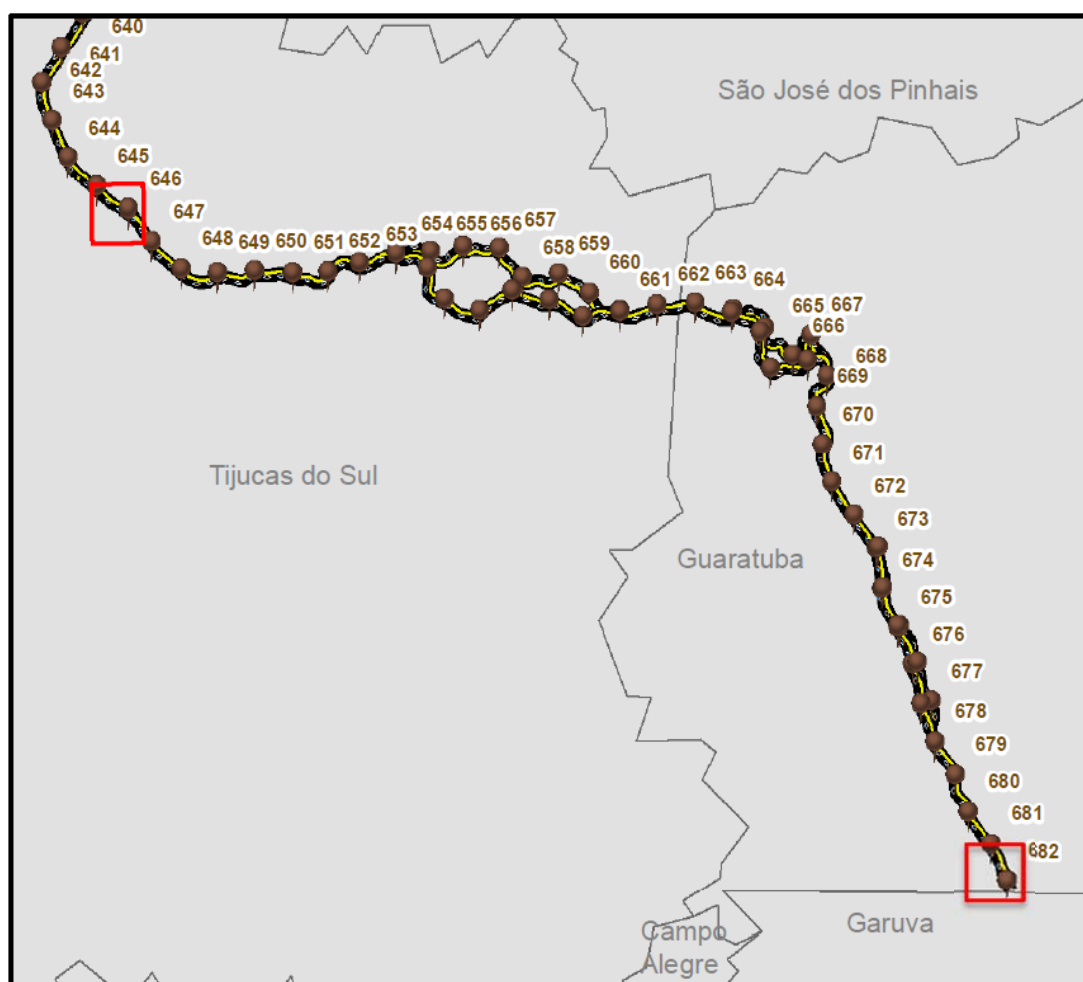


Figura 9: Representação da área de estudo na BR 376 entre os km 646 e km 682 no Paraná, Brasil.

O trecho da rodovia está inserido em uma região originada através de processos geológicos e geomorfológicos diversos, constituindo-se por maciços terrosos, rochosos ou mistos (solo e rocha) (SILVA, 2005).

Este trecho da rodovia é historicamente acometido por volumosas e intensas chuvas, em especial durante os meses do verão. Por estar numa região de serra onde predominam escarpas íngremes e, devido ao método construtivo empregado e possuir grande quantidade de taludes em corte e em aterro, o local é bastante suscetível a problemas geotécnicos, especialmente os relacionados à estabilidade de taludes e encostas (MEZZOMO, ARAÚJO e ASAKAWA, 2012).

Nas partes baixas e ao longo dos principais cursos d'água, ocorre o acúmulo de depósitos aluvionares recentes, sendo mais representativos os aluviões predominantemente arenosos e cascalhíferos (MILITITSKY, 2011).

A ocorrência de solos residuais na região, está associada a um relevo fortemente ondulado propício ao escoamento superficial. Os terrenos apresentam um grau de desenvolvimento que não é suficiente para decompor os minerais primários de fácil intemperização, como os feldspatos. Na área de interesse, estão vinculados às características do material de origem, representado por litotipos variáveis de granito, migmatito e gnaiss. Ao longo da faixa de domínio da rodovia, estes solos são encontrados com maior frequência e maiores espessuras em compartimentos de morros e nas porções de meia encosta até o topo de relevos ondulados. Em relação à rocha matriz, foram observados, dois tipos principais: solos residuais de migmatitos/gnaisses e solos residuais de granito (FIORI, 2014).

Os solos residuais de migmatitos/gnaisses são os mais abundantes e caracterizam-se pela predominância de cores variegadas entre amareladas, avermelhadas e brancas, bastante argilosos, compactos, de baixa permeabilidade e comportamento plástico. Nesse tipo de solo é frequente a presença de estruturas reliquias da rocha matriz, caracterizada por níveis de colorações esbranquiçadas, devido à maior concentração de minerais félsicos como feldspatos e quartzo, e níveis de colorações mais avermelhadas e amareladas devido à maior concentração de minerais máficos na rocha matriz, como micas, do tipo biotita, e anfibólios. A granulometria dos minerais reliquias de um modo geral varia entre média e grosseira (FIORI, 2014).

Ainda segundo Fiori (2014), os solos residuais de granito da região diferenciam-se de migmatitos/gnaisses por cores mais claras e pela ausência de

estruturas reliquias na forma de níveis de colorações diferenciadas, brancas a avermelhadas (Figura 11). Esses solos apresentam elevada percentagem de argila do tipo caulim, resultante da alteração de feldspatos e a exemplo dos solos residuais de migmatito, os solos residuais de granito são também bastante argilosos compactos e de baixa permeabilidade. A estrutura reliquiar observada em alguns casos nesse tipo de solo é caracterizada por um aspecto granulométrico, dado pela alteração intempérica de feldspatos de cores claras e de minerais máficos de cores avermelhadas orientados segundo uma insipiente foliação que pode ser tanto de origem metamórfica como de origem magmática. A granulometria dos minerais reliquias varia de média a grosseira.

Os corpos coluvionares normalmente apresentam espessuras em torno de um metro, enquanto que os corpos de tálus podem atingir espessuras de algumas dezenas de metros, sendo invariavelmente constituídos de uma matriz argilo-silto-arenosa que envolve número considerável de fragmentos e blocos de rocha centimétricos a decimétricos (SANTOS, 2004).

Segundo Fiori (2014), os solos coluvionares da Serra do Mar ao longo da BR-376 estão associados às vertentes nas quais não se observam evidências de transporte por fluxos de baixa viscosidade. São materiais de granulometria predominantemente fina, com proporções variáveis de areia, grânulos e fragmentos ou blocos de rocha. Os fragmentos de rocha podem estar dispersos na matriz ou concentrados em níveis ou linhas (stonelines). Não raramente apresentam um acúmulo de matéria orgânica na superfície do terreno e uma zona eluviada inferior, na qual a oxidação e a hidrólise são responsáveis pela coloração avermelhada a amarelada.

Os solos coluvionares caracterizam-se pelas cores marrom avermelhada ou amarelada, tipo tijolo, de matriz argilo-arenosa e sem evidências de estruturas reliquias da rocha matriz. Ocorrem sobre solos residuais, sendo em alguns casos, bem marcada a transição entre ambos, especialmente por uma brusca mudança de coloração. Localizam-se principalmente nos topos mais aplainados ou nas porções inferiores das vertentes. A espessura desse tipo de solo é bastante irregular.

A Figura 10 mostra aspectos dos solos residuais e coluvionares. O solo coluvionar é representado pelos horizontes 1 e 2, enquanto o residual pelo horizonte 3.

Os contatos entre as três litologias é bem marcado no afloramento. Entre os horizontes 1 e 2, a brusca mudança de coloração marca a passagem entre os mesmos. A passagem do solo coluvionar para o residual é mais sutil, marcada pela mudança de um material sem estrutura, ou maciça, para um material com estrutura reliquiar, herdada da rocha matriz. Além disso, a presença de cores brancas dispersas indica a presença de feldspatos alterados, no caso do solo residual, como se pode observar na área 3 (Figura 10), feição que não se verifica no solo coluvionar.



Figura 10: Aspecto de corte em solo coluvionar e residual na BR376 no km 654+50m. Os horizontes 1 e 2 caracterizam o solo coluvionar, enquanto o horizonte 3 caracteriza o solo residual.

(Fonte: FIORI, 2014)

A porção superior da Figura 11 à direita é marcada pela presença de solo coluvionar cinza escuro, sem estrutura, e com cerca de 50 centímetros de espessura, cujo contato acha-se demarcado por uma linha amarela. Sobre esse solo, no local fotografado, ocorre ainda um horizonte de solo orgânico, mais escuro, e com cerca de 20 centímetros de espessura.

Já o solo residual de granito, como pode ser visto na porção inferior da foto da direita, é de coloração branca, textura argilo-arenosa, pouco permeável e bastante plástico.



Figura 11: Solo coluvionar de granito, de coloração mais escura, situado na parte superior da foto, e solo residual de granito (ou regolito) de granito, na porção inferior da foto da esquerda. Detalhe do solo residual (ou regolito) de granito, na foto da direita. A linha amarela demarca o contato entre os dois tipos de solo. km 663+600 m. (Fonte: FIORI, 2014)

Os aluviões cobrem extensas regiões de Guaratuba, na porção da planície litorânea, no leito dos rios São João, Cubatão, Cartãozinho, Canavieiras. Entretanto, nas porções da Serra do Mar, na área de interesse do presente estudo, ocorrem de forma muito restrita, associadas aos canais principais na parte do médio curso dos rios como o São João, entre outros. Constituem-se por sedimentos de deposição fluvial, predominando termos arenosos e leitos de cascalho, podendo estar associados a depósitos de várzea e de talude. Os depósitos de várzea aparecem em áreas restritas ao longo de algumas drenagens, caracterizando-se por sedimentos inconsolidados, de pequena espessura, constituídos por siltes e argilas, em parte turfosos e com areias de diversas granulações. Dentro desses depósitos podem aparecer também leitos de cascalho, onde predominam seixos de quartzo e quartzito, bem selecionados e arredondados, indicando transporte efetivo. São também de idade holocênica (FIORI, 2014).

4. INVESTIGAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA – ÁREA DE ESTUDO

A ocorrência de diferentes tipos de solo ao longo da área de estudo e a necessidade de se obter maior compreensão do seu comportamento geológico-geotécnico refletiram a importância do estudo experimental realizado.

A campanha de investigação geotécnica foi composta por ensaios de campo e laboratório e teve como principal objetivo aumentar as informações referentes à caracterização, parâmetros hidráulicos e de resistência dos solos tipicamente encontrados na Serra do Mar.

4.1 SELEÇÃO E LOCAÇÃO DOS PONTOS DE INVESTIGAÇÃO

Devido à dificuldade de acesso causado pela densa vegetação e topografia acidentada, características da Serra do Mar, a área investigada foi limitada às margens da rodovia BR 376.

A estratégia para escolha dos pontos onde a investigação geotécnica se concentrou iniciou-se pela identificação das diferentes unidades geológicas definidas no mapa geológico em escala 1: 100.000.

Sondagens a percussão e projetos geotécnicos cedidos pela concessionária responsável pela operação do trecho da rodovia auxiliaram na identificação e localização prévia dos depósitos de solos coluvionares e áreas de aterro.

A locação dos pontos de investigação, em campo, passou pela verificação da real ocorrência do material preliminarmente identificado no que diz respeito à rocha de origem no caso dos solos residuais e da ocorrência no caso dos colúvios/tálus e aterros.

A Tabela 4 apresenta informações da localização e tipo de material coletado. As cotas e coordenadas UTM apresentadas foram obtidas com GPS de navegação, com precisão indicada pelo fabricante de aproximadamente 5 metros.

Tabela 4: Informações dos pontos de investigação geotécnica na BR376

IDENTIFICAÇÃO DA AMOSTRA	KM	PISTA	LADO	ORIGEM DO SOLO	COTA (M)	COORDENADAS	
						E	S
AI-01	659	S	LE	RGM	804	0701199	7139033
AI-02	659	S	LD	Colúvio	-	0701199	7139033
AI-03	659	N	LD	RGM	800	0701387	7139099
AI-04	659	N	LD	RGM	818	0701368	7139105
AI-05A	668	S	LE	Aterro	553	0706898	7137808
AI-07	672	S	LD	RGM	311	0707750	7133769
AI-09	676	S	LE	RG	178	0709382	7129296
AI-12	669	N	LD	Aterro	507	0706896	7136787
AI-13	668	N	LD	Colúvio	582	0706740	7138096
AI-13A	668	N	LD	RGM	601	0706721	7138133
AI-14	667	N	LD	RG	618	0706474	7138248
AI-15	666	N	LD	RG	652	0706169	7137050
AI-16	664	N	LD	RG	-	0704124	7138979

RGM: Solo Residual Gnaisse Migmatito

RG: Solo Residual Granito

Conforme se verifica na Figura 12, buscou-se distribuir a investigação geotécnica ao longo da grande área de estudo com o intuito de obter amostras que representassem toda a área. Cabe salientar que o solo possui um processo de formação natural que torna suas propriedades altamente dependentes dos processos geológicos atuantes em sua gênese e, em função disto, os parâmetros definidos para cada tipo de solo carregam uma certa variabilidade intrínseca decorrente da heterogeneidade do material.

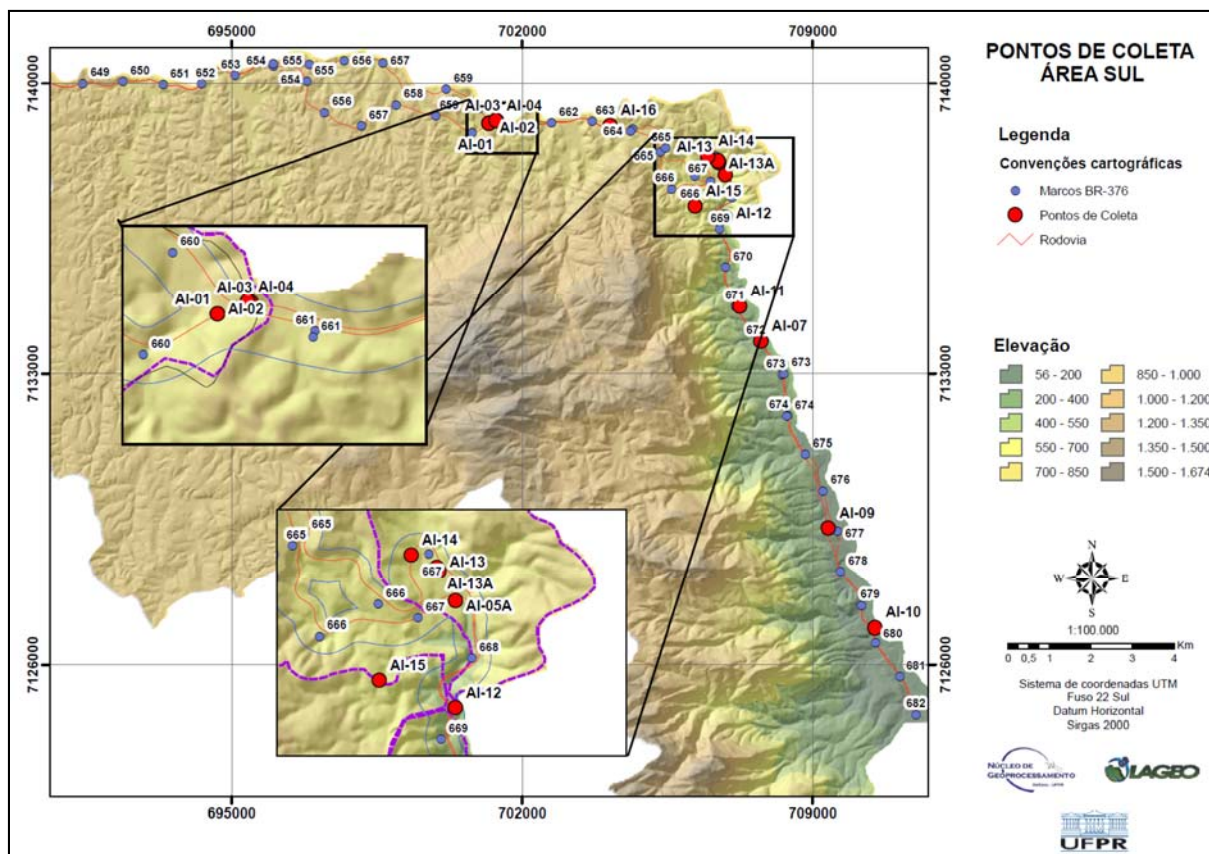


Figura 12: Planta de locação dos pontos de coleta de amostras e ensaios, no trecho da BR 376.

4.2 COLETA DE AMOSTRAS E PLANEJAMENTO DOS ENSAIOS

Entre os dias 12 e 21 de novembro de 2013 foram coletadas amostras indeformadas e deformadas e realizados ensaios de permeabilidade *in situ* nos pontos indicados na Figura 12.

Durante a escavação procurou-se evitar a ocorrência de raízes, ou seja, prosseguiu-se até que a camada de solo orgânico não fosse mais observada (Figura 13a). Cabe salientar que em nenhum ponto foram verificados sinais de instabilidade das paredes das escavações nem nível de água. A moldagem e coleta dos blocos foram realizadas sempre imediatamente após a execução das escavações (Figura 13b). Na sequência, as amostras foram parafinadas em todo seu entorno (Figura 13c e Figura 13f) e envolvidas com tecido (Figura 13d), sendo então novamente parafinadas (Figura 13d). Tais procedimentos são normatizados (ABNT, 1986) e buscam preservar as condições naturais de umidade e garantir a integridade física da amostra. Antes de serem removidos dos poços, os blocos foram acondicionados em caixas de madeira e os vazios preenchidos com serragem. O procedimento de coleta

envolveu ainda a identificação do topo (Figura 13e). Do fundo de cada poço foi retirado aproximadamente 3 kg de material deformado para caracterização e determinação de umidade natural.

A Tabela 5 apresenta um resumo dos ensaios executados e que estão descritos nesta dissertação. Ao todo, 13 amostras foram submetidas a ensaios de caracterização, cisalhamento direto com medidas de resistência para deformações específicas e residuais e determinações de curvas características pelo método do papel filtro. Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados no Laboratório de Solos do Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento (LACTEC). Os demais foram realizados no Laboratório de Materiais e Estruturas – LAME da Universidade Federal do Paraná.

Tabela 5: Informações dos poços de coleta de amostras na área de estudo

IDENTIFICAÇÃO DA AMOSTRA	PROFUNDIDADE DA BASE DO BLOCO (M)	DATA COLETA	AMOSTRA INDEFORMADA				AMOSTRA DEFORMADA			
			ENSAIOS ESPECIAIS	TENSÕES (KPA)	CURVA CARACTERÍSTICA	MASSA ESP. NATURAL	UMIDADE NATURAL	MASSA ESP. DOS GRÃOS	ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	LL E LP
AI-01	1,50	11/11/2013	Cisalhamento direto (Pico e Residual)	30; 60; 90	x	x	x	x	x	x
AI-02	1,00	20/11/2013	Cisalhamento direto (Residual)	30; 60; 90	x	x	x	x	x	x
AI-03	2,30	11/11/2013	-	-	x	x	x	x	x	x
AI-04	1,00	11/11/2013	-	-	x	x	x	x	x	x
AI-05A	1,40	19/11/2013	Cisalhamento direto (Pico e Residual)	30; 60; 90	x	x	x	x	x	x
AI-07	1,20	12/11/2013	-	-	x	x	x	x	x	x
AI-09	0,85	13/11/2013	Cisalhamento direto (Pico)	30; 60; 90	x	x	x	x	x	x
AI-12	1,20	18/11/2013	Cisalhamento direto (Pico)	30; 60; 90	x	x	x	x	x	x
AI-13	1,50	19/11/2013	Cisalhamento direto (Pico e Residual)	30; 60; 120	x	x	x	x	x	x
AI-13A	1,00	19/11/2013	-	30; 60; 90	x	x	x	x	x	x
AI-14	1,30	20/11/2013	Cisalhamento direto (Pico)	30; 60; 90	x	x	x	x	x	x
AI-15	1,00	14/11/2013	-	-	x	x	x	x	x	x
AI-16	0,80	14/11/2013	-	-	x	x	x	x	x	x



a. Abertura do poço usando-se ferramentas manuais.

b. Bloco sendo moldado dentro do poço.

c e d. Bloco sendo parafinado dentro do poço.

e. Identificação da caixa do bloco antes da sua coleta.

f. Base do bloco sendo parafinada

Figura 13: Etapas do coleta de amostra indeformada nos poços

Ressalta-se que a presença de blocos de rocha (Figura 14) refletiu em uma das dificuldades para moldar os solos coluvionares locais, sendo necessário relocar alguns pontos previamente selecionados.



Figura 14: Moldagem de amostra em solo coluvionar. Ponto descartado devido à presença de blocos de rocha

Além dos blocos indeformados, foram coletadas amostras de pequenas dimensões para determinação das curvas de retenção de água. Tais amostras foram coletadas em anéis confeccionados em aço inoxidável, com diâmetro de 50 mm e altura de 20 mm (Figura 15), sendo ainda biselados em uma das extremidades externas para facilitar a moldagem e reduzir o amolgamento das amostras.



Figura 15: Anel em aço inoxidável com 50 mm de diâmetro utilizado para coleta de amostras indeformada para elaboração da curva de retenção.

Previamente à moldagem das amostras em campo, os anéis foram pesados em balança com precisão de 0,0005 gramas e identificados com numeração sequencial de 01 até 99. As coletas foram realizadas no fundo dos poços após a coleta dos blocos e antes da realização do ensaio de permeabilidade (Figura 16a).

Após a moldagem, seu topo e base foram desbastados (Figura 16b) e então imediatamente envolvidos com filme plástico (Figura 16c) e papel alumínio (Figura 16d). Cada conjunto de anéis foi acondicionado em sacos plásticos (Figura 16e) e armazenado em uma caixa de isopor com o intuito de evitar variações térmicas (Figura 16f) onde ficaram armazenados até o momento de se iniciar os ensaios.



- a. Moldagem da amostra no poço.
- b. Desbaste da base e topo.
- c. Acondicionamento com filme plástico.
- d. Identificação da amostra individualmente.
- e. Conjunto de anéis acondicionado em sacos plásticos.
- f. Caixa de isopor conjuntos de amostras.

Figura 16: Etapas para moldagem dos corpos de para determinação da curva de retenção.

4.3 ENSAIOS IN SITU E DE LABORATÓRIO COM AMOSTRAS COLETADAS NA ÁREA DE ESTUDO

4.3.1 Ensaios de Caracterização

As propriedades básicas dos solos foram avaliadas por meio dos ensaios de caracterização que envolveram análise granulométrica, limite de liquidez, limite de plasticidade, peso específico dos grãos e umidade natural. Todos os procedimentos executados seguiram orientações prescritas nas respectivas normas e diretrizes NBR 7181 (ABNT, 1984a), NBR 6459 (ABNT, 1984b), NBR 7180 (ABNT, 1984c), DNER-ME 093/94 (DNER, 1994) e NBR 6457 (ABNT, 1986).

Com exceção das amostras AI-13 e AI-16, classificadas como silte argiloso e pedregulho siltoso, respectivamente, as demais foram definidas como silte arenoso, segundo a classificação ABNT 6502/95. Os resultados da análise granulométrica são apresentados na Tabela 6, que expõe o percentual de material retido em cada faixa granulométrica. As curvas granulométricas de cada amostra, separadas por tipos de solo são apresentadas nas Figura 17, Figura 18, Figura 19 e Figura 20.

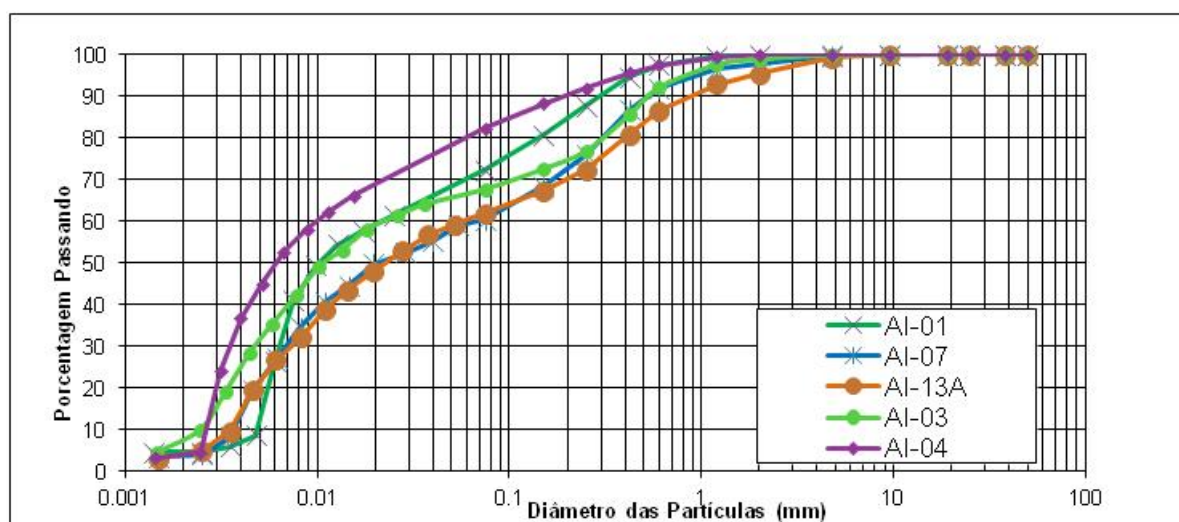


Figura 17: Curvas granulométricas do solo Residual de migmatito

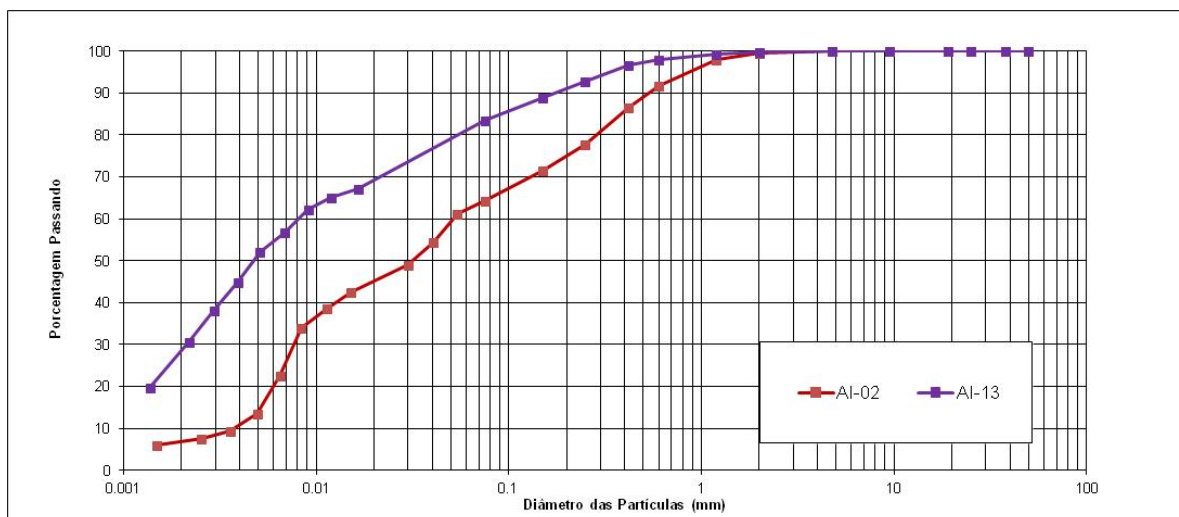


Figura 18: Curvas granulométricas do solo Coluvionar

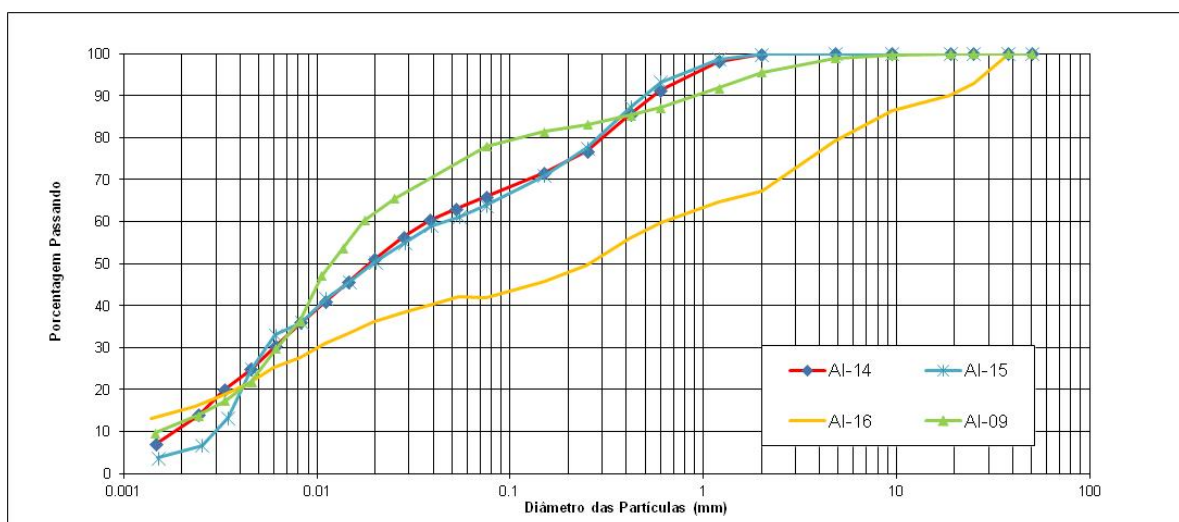


Figura 19: Curvas granulométricas do solo Residual de granito

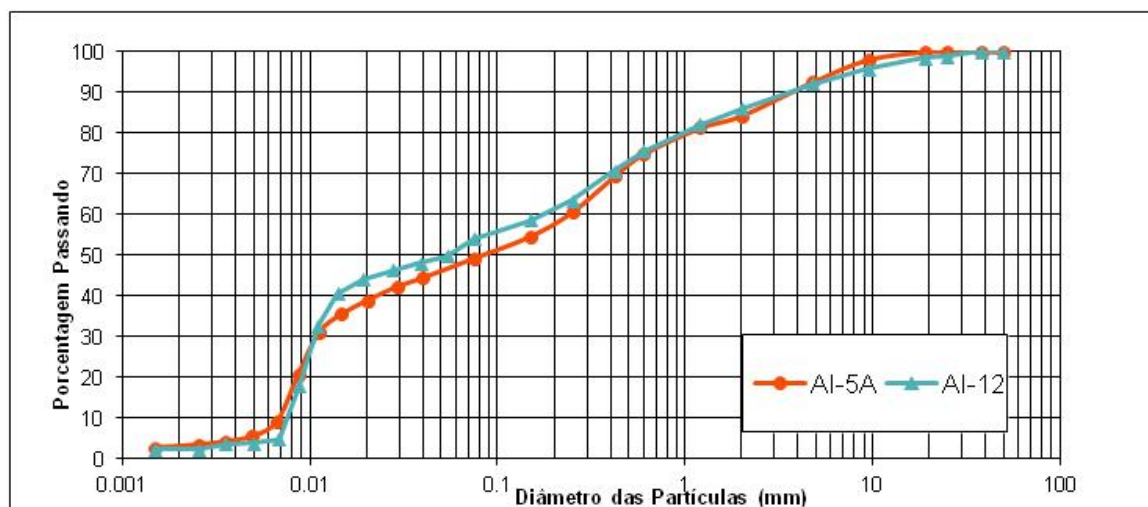


Figura 20: Curvas granulométricas do solo Aterro

Tabela 6: Resultado da análise granulométrica das amostras da área de estudo.

Solo	Amostra	Classificação (ABNT 6502/95)	Pedregulho (2,0 mm < % <60 mm)	Areia (0,06 mm < % <2,0 mm)	Silte (2µm < % <0,06 mm)	Argila (%) < 2µm)	Umidade natural(%)	Limite de Plasticidade (%)	Limite de Liquidez (%)	Massa específica real dos grãos (g/cm³)
Residual Migmatito	AI-01	silte arenoso	0	32.1	63.3	4.6	25.6	28.5	30.2	2.8
	AI-03	silte arenoso	1.2	32.3	59.2	7.3	23.5	28.2	29.8	2.7
	AI-04	silte arenoso	0.1	25.6	71.1	3.2	26.6	27.9	32.2	2.8
	AI-07	silte arenoso	2.2	38.4	55.7	3.8	19.2	18.3	22.3	2.7
	AI-13A	silte arenoso	4.6	34.9	56.4	4.1	20.5	23.3	23.9	2.7
	Média		1.62	32.66	61.14	4.6	23.08	25.24	27.68	2.74
	Desvio Padrão		1.89	4.7	6.32	1.59	3.19	4.43	4.32	0.05
Colúvio	AI-02	silte arenoso	0.4	37.6	55.3	6.7	19.3	25	26.8	2.6
	AI-13	solo silte argiloso	0.1	20.4	48.8	30.7	30.5	26.1	31.1	2.7
	Média		0.25	29	52.05	18.7	24.9	25.55	28.95	2.65
	Desvio Padrão		0.21	12.16	4.60	16.97	7.92	0.78	3.04	0.07
Residual Granito	AI-14	silte arenoso	0.1	35.1	54.3	10.5	22.9	24.8	26.8	2.7
	AI-15	silte arenoso	0.2	38.1	56.5	5.2	25.2	25.5	27	2.7
	AI-09	silte arenoso	4.4	23.8	60	11.8	27.4	24.6	26.3	2.6
	AI-16	pedregulho siltoso	32.8	25.3	27	15	23.1	24.3	30.1	2.6
	Média		9.375	30.575	49.45	10.625	24.65	24.8	27.55	2.65
	Desvio Padrão		15.74	7.09	15.15	4.08	2.11	0.51	1.73	0.06
Aterro	AI-05A	silte arenoso	15.7	37.4	43.8	3.1	20.3	23	23	2.7
	AI-12	silte arenoso	14	35	48.7	2.3	20.3	23.1	25.4	2.7
	Média		14.85	36.2	46.25	2.7	20.3	23.05	24.2	2.7
	Desvio Padrão		1.2	1.7	3.46	0.57	0	0.07	1.7	0

Pode-se verificar para o solo residual de migmatito que as curvas granulométricas situam-se numa faixa bem definida com predominância de material siltoso. O teor médio de silte das amostras foi igual a 61,14%, com um desvio padrão de 6,32 %. A parcela de areia nas amostras apresentou média de 32,66 % e desvio padrão de 4,70%. As frações de pedregulho e argila representam uma pequena porção dos solos com média de 1,62 % e 4,60 % respectivamente e desvios padrão de 1,89 e 1,59 respectivamente.

O limite de liquidez (*LL*) apresentou média de 27,68% com 4,32% de desvio padrão. O limite de plasticidade (*LP*) apresentou média de 25,24% com 4,43% de desvio padrão.

A massa específica real dos grãos apresentou média de 2,74 g/cm³ e desvio padrão muito baixo de 0,05 g/cm³. Os materiais apresentaram umidade gravimétrica média de 23,08 % com desvio padrão de 3,19 %.

O limite de liquidez (*LL*) mais alto para o solo AI-13 31,10% pode ser atribuído à parcela argilosa presente no material.

As amostras AI-09, AI 14 e AI 15 se mostraram muito similares no que diz respeito à distribuição granulométrica e índices de consistência. A amostra AI-16 diferiu das duas outras amostras principalmente pela predominância de pedregulhos (32,8%). Esta amostra também apresentou alto limite de liquidez, e isso pôde ser devido à concentração de argila (15%).

Na Figura 21 são representadas as posições das amostras na carta de plasticidade, sendo que a amostra de aterro AI-05A foi a única cujo índice de plasticidade foi classificado como NP (não plástico). Pôde ser observado que a maioria das amostras está abaixo da linha A, a qual delimita os solos argilosos (acima) dos solos siltosos (abaixo) e todas as amostras puderam ser encontradas do lado esquerdo da linha B, ou seja, com limite de liquidez menor que 50%, sendo, portanto classificados como de baixa a média plasticidade.

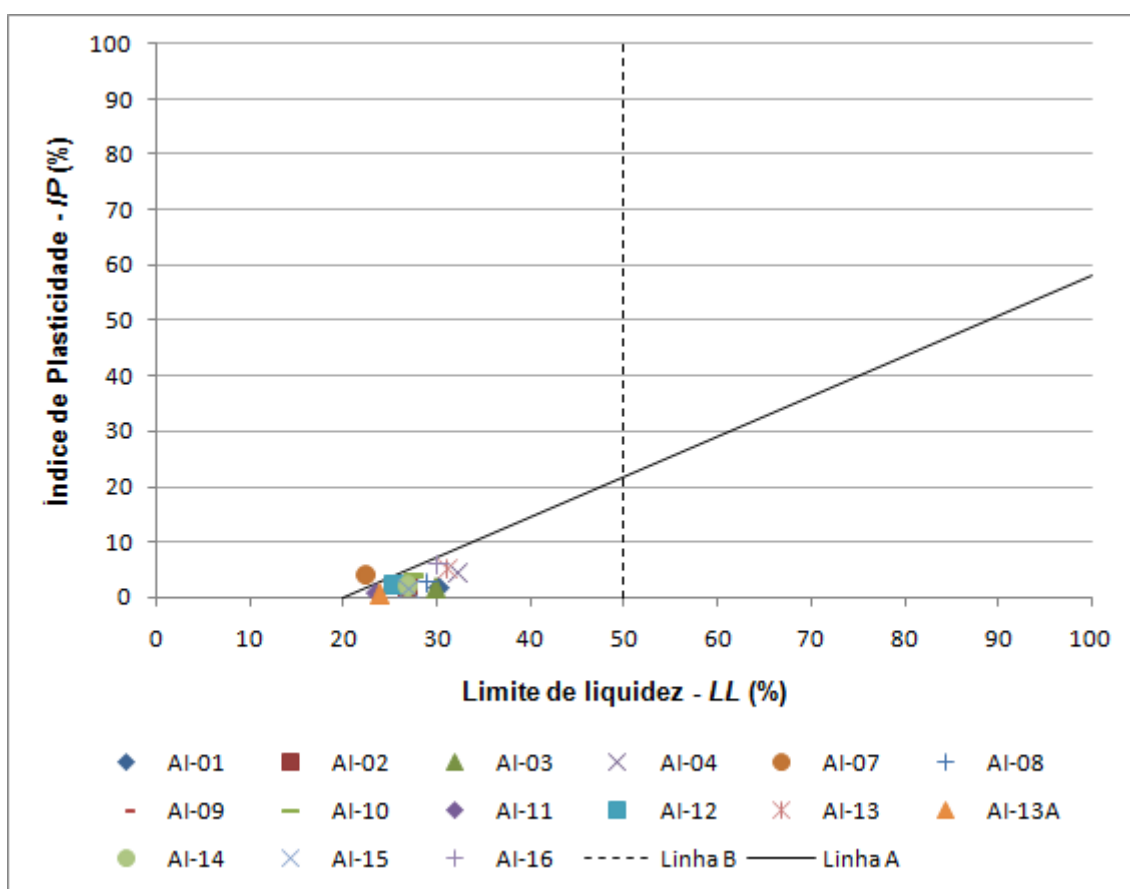


Figura 21: Posição das amostras da área de estudo na Carta de Plasticidade.

4.3.2 Curvas de retenção de água – CRA's

A curva de retenção é uma relação entre a quantidade de água num solo e sua respectiva sucção. Conforme discutido nesta dissertação a sucção é também responsável por acrescentar resistência aos solos e ela é reduzida na presença de água.

A capacidade de retenção de água foi avaliada por meio do método do papel filtro para todos os solos estudados. A técnica de medição de sucção com papel filtro foi adotada, pois se mostrou a alternativa mais viável para o desenvolvimento desta dissertação. Esse procedimento destaca-se pela relativa simplicidade e por ser também aplicável em níveis baixos e elevados de sucção.

O procedimento do ensaio para determinação da sucção matricial teve como referência as recomendações descritas por Marinho (1994). O método do papel filtro tem como princípio que dois materiais porosos quando colocados em contato irão

entrar em equilíbrio após determinado intervalo de tempo. Desta forma, um solo, com alguma umidade superior ao do papel tende a fazer com que o segundo absorva umidade e os dois entrem em equilíbrio de umidade. Conhecida a relação entre sucção e umidade do material poroso, no caso o papel filtro, a sucção pode ser obtida.

Colocando-se o papel filtro em contanto direto com o solo, o método tem como princípio que ocorre fluxo capilar e com isso a sucção matricial pode ser determinada. Colocando-se o papel filtro próximo ao solo, mas não em contato direto, pode-se determinar a sucção total, pois apenas o fluxo de vapor se desenvolveria. Este estudo limitou-se a avaliar a sucção matricial dos solos.

O ensaio foi realizado em amostras indeformadas coletas conforme descritos no item 4.2.

Para se obter diferentes teores de umidade e consequentemente diferentes níveis de sucção, algumas amostras foram umedecidas, outras embaladas ao natural, além das que foram submetidas à secagem ao ar, ou em temperatura controlada (20° C).

Para os ensaios foi utilizado o papel filtro *Whatman 42* de dimensões superiores às necessárias. Com isso os papéis foram recortados com diâmetro ligeiramente inferior ao da amostra para que todo ele ficasse em contato com a amostra. Em laboratório, o papel filtro foi aplicado na face da amostra e em seguida as amostras foram firmemente envolvidas por uma bicamada de plástico filme e sequencialmente por uma camada de papel alumínio, sendo então seladas em sacos plásticos, de forma a assegurar um melhor isolamento. Por fim, o conjunto foi abrigado em uma caixa de isopor que por sua vez permaneceu em uma sala com temperatura controlada (20°C).

Após o período entre 8 e 14 dias, os anéis foram desembalados tomando os devidos cuidados para que não houvesse contaminação dos papéis filtro. Portando luvas plásticas e pinça, retiraram-se os papéis filtro (Figura 22a) que foram acondicionados em sacos plásticos auto selantes (Figura 22b). Com o intuito de não alterar o teor de umidade do papel devido a sua exposição ao ambiente, tomou-se o cuidado de não ultrapassar o tempo de transferência dos papéis de 5 segundos conforme orientação de Marinho (1994).

Em seguida, os papéis filtro dentro dos sacos plásticos (Figura 22c), assim como a amostra de solo, foram pesados em uma balança eletrônica de precisão de

0,0005 g. As amostras foram pesadas dentro de uma cápsula de alumínio que, assim como os sacos plásticos, tiveram o seu peso averiguado antecipadamente. Na sequência, os papéis e cápsulas contendo a amostra de solo foram secos em estufa a temperatura de 105° Celsius por 20 horas (Figura 22d).



a. Retirada do papel filtro em contato com a amostra.

b e c. Acondicionamento do papel filtro em saco plástico auto-selante identificados.

d. Amostras de solo e papéis filtros acondicionados em cápsulas metálicas para secagem em estufa.

Figura 22: Detalhes das etapas para determinação das sucções pelo método do papel filtro

Após esse período, os papéis filtro foram novamente colocados nos mesmos plásticos, que foram novamente pesados com o objetivo de garantir que algum resíduo que, possivelmente, tivesse sido retido neles, fosse contabilizado. Cabe salientar que o procedimento de transferência do papel seco para o saco plástico ocorreu dentro da própria estufa, visando evitar o ganho de umidade pelo contato com o ambiente. E, assim como a cápsula com a amostra, foram pesados, com a finalidade de se determinar a umidade do solo e papel (Figura 23 e Figura 24).

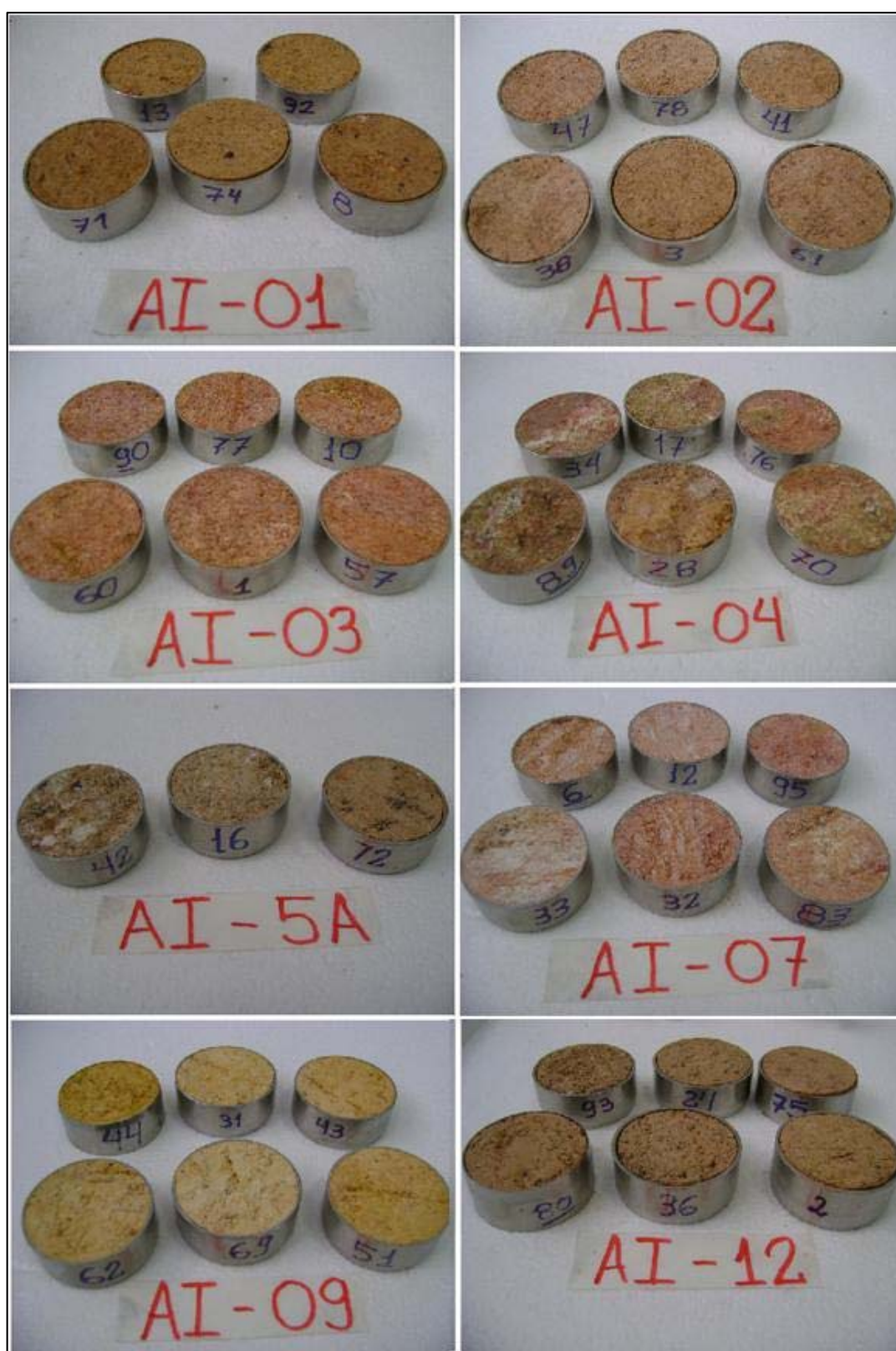


Figura 23: Amostras que subsidiaram a obtenção da curva de retenção após secagem em estufa.



Figura 24: Amostras que subsidiaram a obtenção da curva de retenção após secagem em estufa.

Para a obtenção dos valores de sucção, utilizou-se o critério desenvolvido por Chandler *et al.* (1992) apresentada por Marinho (1994) para o papel filtro *Whatman 42*:

- Umidade (w) > 47% $Sucção (kPa) = 10^{(6,05 - 2,48 \log w)}$
- Umidade (w) ≤ 47% $Sucção (kPa) = 10^{(4,84 - 0,0622 w)}$

Os resultados obtidos, de umidade e sucção, foram ajustados pelo modelo empírico proposto por Fredlund e Xing (1994), com o auxílio do *software* computacional SEEP/W (GEO-SLOPE, 2009). A Figura 25 a Figura 28 apresentam as curvas ajustadas e os resultados experimentais representados pelos pontos em azul-claro para as amostras umedecidas, em vermelho para as amostras secas ao ar, em verde-claro as ensaiadas com umidade natural.

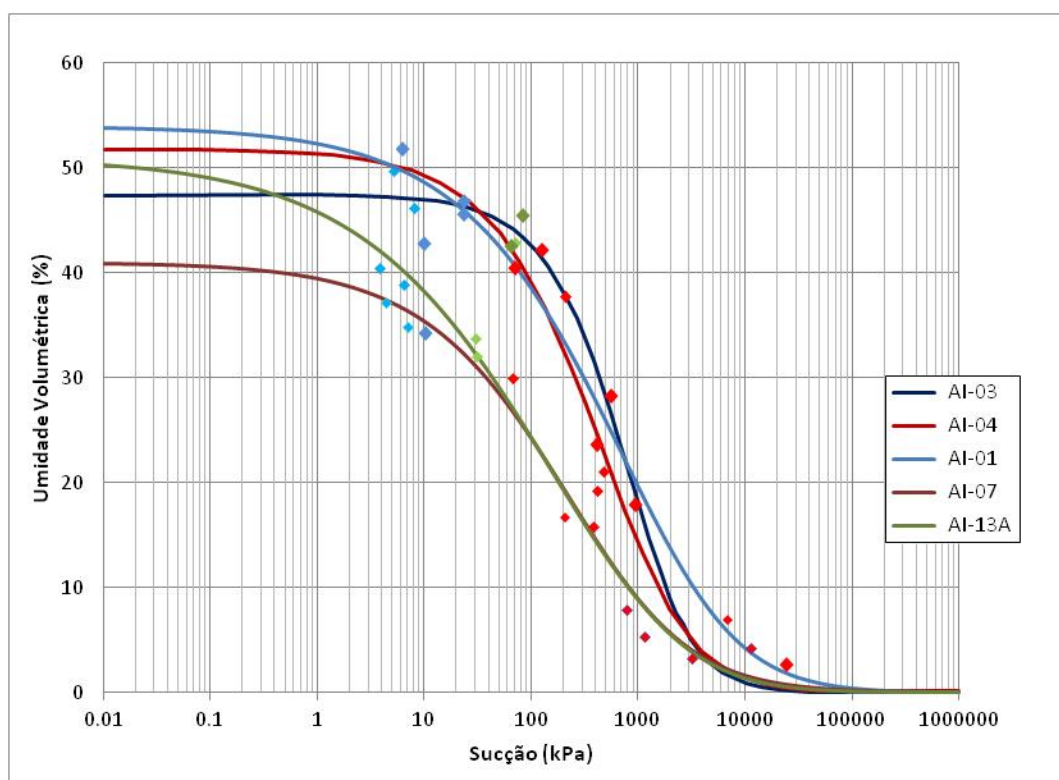


Figura 25: Curvas de retenção das amostras dos solos Residual de migmatito.

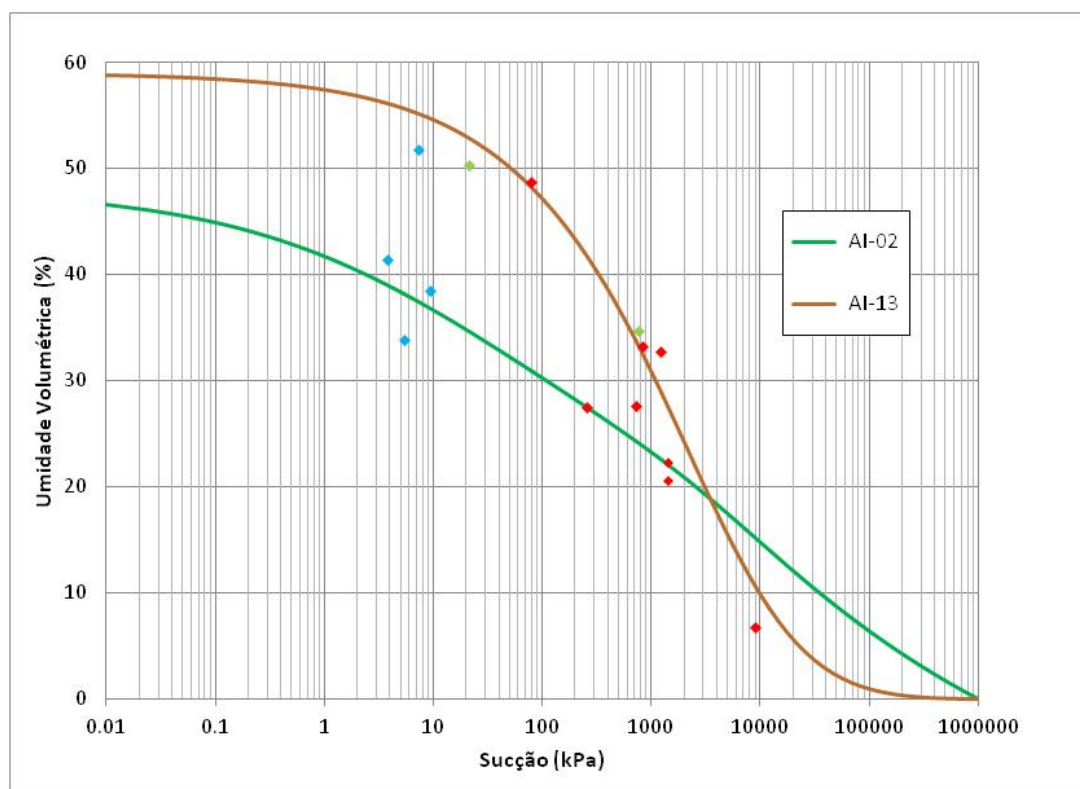


Figura 26: Curvas de retenção das amostras dos solos Coluvionar.

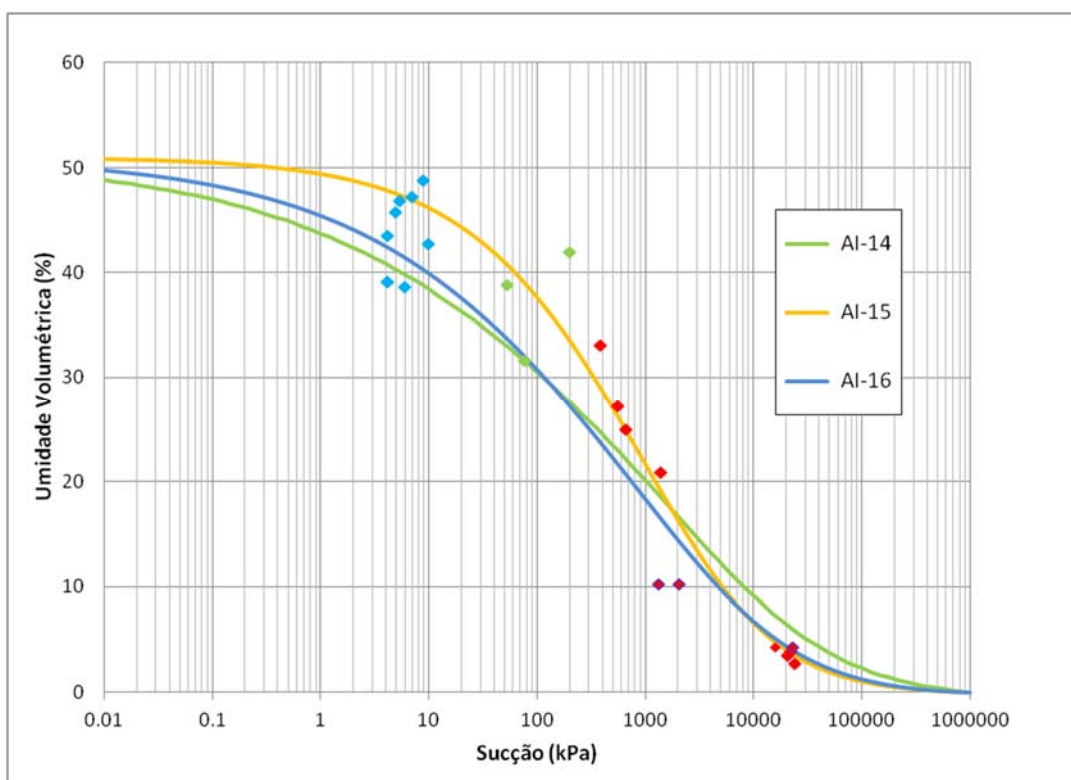


Figura 27: Curvas de retenção das amostras dos solos Residual de granito.

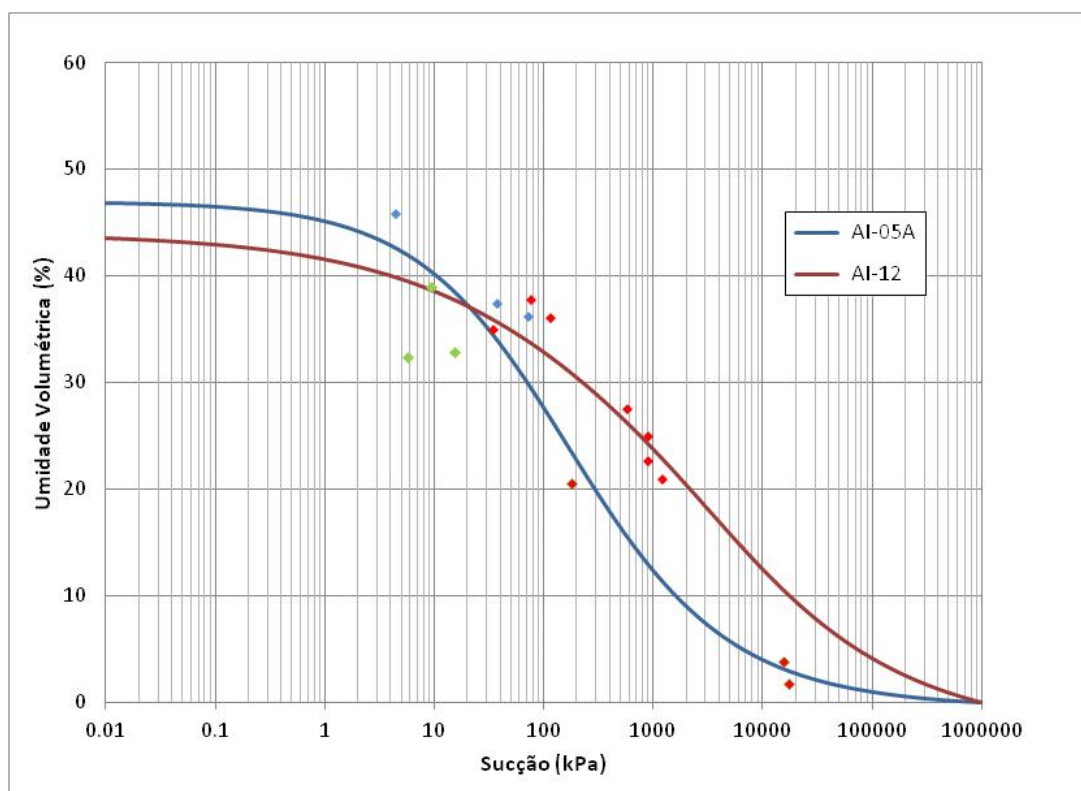


Figura 28: Curvas de retenção das amostras de Aterro.

A Tabela 7 apresenta os parâmetros de ajuste das curvas de retenção obtidos por meio do modelo de Fredlund & Xing (1994) e índices físicos calculados para as amostras indeformadas moldadas no anel.

Tabela 7: Índices físicos e parâmetros das curvas de retenção das amostras da área de estudo ajustadas pelo método Fredlund e Xing (1994)

SOLO	AMOSTRA	ÍNDICE DE VAZIOS	γ NAT (KN/M ³)	γ D (KN/M ³)	UMIDADE GRAVIMÉTRICA NATURAL (%)	GRAU DE SATURAÇÃO NATURAL (%)	UMIDADE VOLUMÉTRICA NATURAL θ NAT (%)	SUCÇÃO NATURAL (kPa)	UMIDADE VOLUMÉTRICA SATURADA θ SAT (%)	a (kPa)	n	m
Residual Migmatítico	AI-01	1,16	17,14	12,6	33	80	43	69,68	54	1940,7	0,52775	4,6343
	AI-03	1,13	16,93	12,43	34	80	43	64,58	53	2101	0,62007	4,9092
	AI-04	1,21	17,24	12,45	36	83	45	84,25	55	921,95	0,57626	3,8706
	AI-07	0,69	19,04	15,54	20	78	32	30,77	41	356,25	0,59870	3,5281
	AI-13A	1,04	16,59	12,96	26	66	34	30,22	51	1097,8	0,43931	6,4578
Colúvio	AI-02	0,92	17,25	13,52	25	73	35	763,68	48	5,2233	0,36352	0,8316
	AI-13	1,42	16,16	10,92	45	86	50	21,41	59	18817	0,46281	6,8938
Residual Granito	AI-14	1,04	16,31	12,9	24	62	32	77,24	51	4162,5	0,27848	4,4000
	AI-15	1,05	16,92	12,79	30	76	39	53,37	51	1300	0,50776	3,2533
	AI-09	1,24	16,6	11,56	41	87	48	17,38	55	123,09	0,80353	2,1602
	AI-16	1,02	17,27	12,76	33	84	43	201,6	51	3047,1	0,3358	4,7623
Aterro	AI-05A	0,87	17,55	14,04	23	69	32	5,69	47	109,33	0,62073	2,0034
	AI-12	0,77	19,16	14,97	26	89	39	9,26	44	432,25	0,38524	1,6411

As curvas de retenção definidas para as amostras AI-01, AI-03 e AI-04 de solo residual de migmatito se mostraram bem similares. A amostra AI-07 apresentou baixo índice de vazios, o que reduziu muito a umidade volumétrica na saturação do material. Já a umidade volumétrica saturada da amostra AI-13A pôde ser explicada pela fração de 4,6 % de pedregulho presente na amostra, além do índice de vazios ser um pouco inferior ao encontrado nas amostras AI-01, AI-03 e AI-04.

A fração argilosa de 30,70% presente na amostra AI-13 pode estar influenciando na sua umidade volumétrica (59%). A mesma amostra, diferentemente das demais amostras de colúvio, apresentou contração o que pode ser também atribuído à parcela argilosa.

Apesar da amostra AI-16 ter apresentado significativo teor de pedregulho (32,80%), sua curva de retenção seguiu a mesma tendência das demais, e esta característica pode ser atribuída ao teor de argila de 15% que contribui para a capacidade do solo reter mais água.

O valor de entrada de ar para todos os solos foram relativamente baixos, em torno de 10 kPa, característica de solos mais granulares. Com exceção do solo AI-02 e AI-13 A que se mostraram ainda mais baixos e na ordem de 0,2 kPa.

4.3.3 Ensaios de infiltração *In situ*

Os ensaios de infiltração ou de permeabilidade *in situ* foram realizados no fundo do poço aberto para a coleta das amostras indeformadas (Figura 29). Inicialmente o terreno foi nivelado e buscou-se por região não perturbada pela escavação. Para tal, utilizou-se um infiltrômetro do tipo mini disco.

As leituras foram conduzidas até a constância da taxa de infiltração com o objetivo de garantir que o solo fosse ensaiado em seu estado saturado.



Figura 29: Ensaio de infiltração *in situ* no fundo do poço aberto para a coleta da amostra indeformada AI-13.

O cálculo da permeabilidade saturada foi realizado de acordo com o método proposto inicialmente por Zhang (1997) e descrito por Mendes (2008) e são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 - Resumos dos ensaios de permeabilidade *in situ*

Solo	Classificação (ABNT 6502/95)	Amostra	Permeabilidade Saturada (cm/s)
Residual Migmatito	silte arenoso	AI-01	9,45E-05
	silte arenoso	AI-03	2,45E-04
	silte arenoso	AI-04	1,35E-04
	silte arenoso	AI-07	2,88E-04
	silte arenoso	AI-13A	1,03E-03
Colúvio	silte arenoso	AI-02	3,11E-05
	silte argiloso	AI-13	4,80E-04
Residual Granito	silte arenoso	AI-09	2,22E-04
	silte arenoso	AI-14	5,26E-04
	silte arenoso	AI-15	2,34E-04
	pedregulho siltoso	AI-16	4,10E-04
Aterro	silte arenoso	AI-05A	1,62E-04
	silte arenoso	AI-12	1,97E-04

Os resultados encontrados para condutividade hidráulica estão coerente com os resultados esperados para solos siltosos. Os valores para os solos residuais ficaram dentro da faixa de 10^{-3} a 10^{-6} cm/s, ou seja, coerentes com os resultados dos ensaios de solos residuais de diferentes horizontes apresentados por Futai (2002).

4.3.4 Ensaios de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados conforme orientação da norma britânica BS 1377 - parte 7 (1990) do British Standard Institution. Os corpos de prova foram talhados em anéis metálicos biselados de seção quadrada com 100 mm de lado e aproximadamente 20 mm de altura. Para esta campanha de ensaios três prensas de cisalhamento foram utilizadas: duas do modelo L02900 da Wille Geotechnik (Figura 30) e uma na prensa modelo Shear Trac II, fabricada pela Geocomp (Figura 31).



Figura 30: Prensa e instrumentos utilizados nos ensaios de cisalhamento direto - Wille Geotechnik.

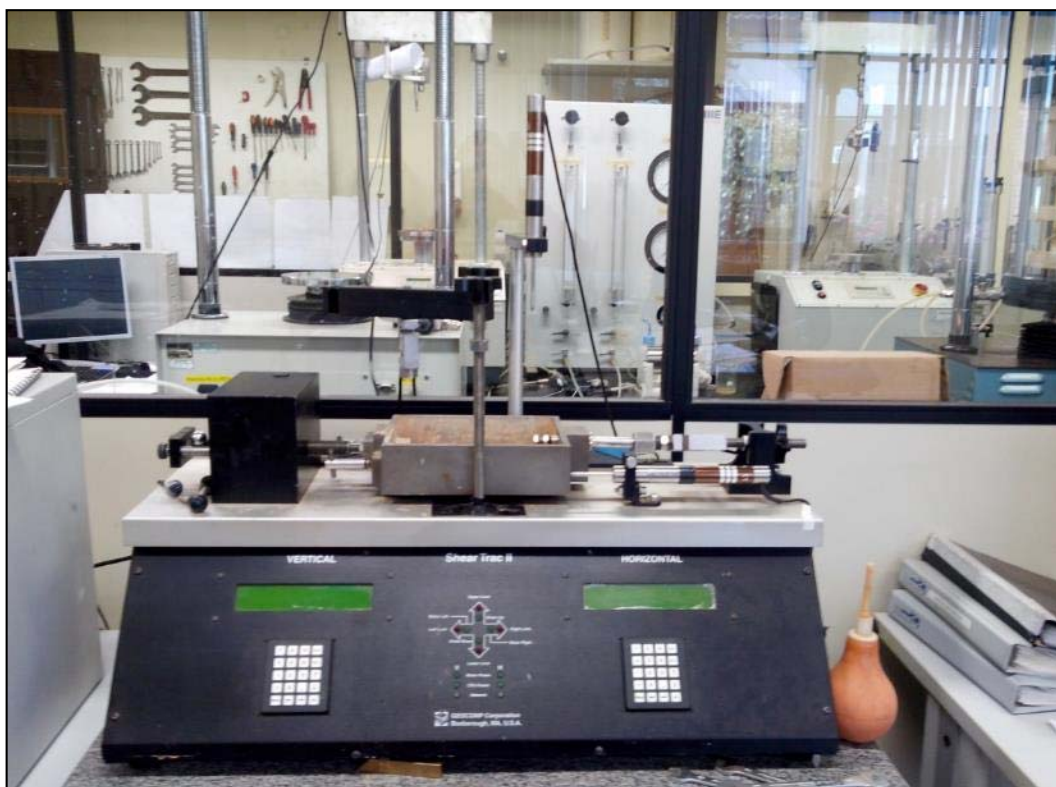


Figura 31: Prensa e instrumentos utilizados nos ensaios de cisalhamento direto - Shear Trac II.

Após serem moldados, os corpos de prova foram transferidos para a célula de cisalhamento submersos em água onde foram adensados durante um período de no mínimo de 24 horas sob a tensão normal de ensaio (30, 60, 90 ou 120 kPa) buscando assim a completa dissipação da poropressão sob o carregamento definido.

De modo a garantir a dissipação das poropressões geradas durante a fase de cisalhamento, a velocidade de cisalhamento foi definida a partir dos parâmetros de adensamento da amostra obtidos nos primeiros ensaios realizados através do método proposto por Gibson & Henkel (1954) *apud* Head (1981). A velocidade de cisalhamento adotada para todos os ensaios foi de 0,07mm/min.

Skempton (1964) *apud* Kanji (1998) avaliou o uso de parâmetros de resistência de pico ou residual na determinação do fator de segurança de taludes. O autor considerou que essa escolha deve ser baseada no nível de tensões e deformações da encosta, considerando ainda aspectos geotécnicos e geológicos tais como a presença de juntas e fissuras, grau de intemperismo e desenvolvimento de ruptura progressiva. O autor concluiu que a presença de fissuras e juntas podem conduzir rupturas progressivas até que o material alcance a resistência residual.

Nestes casos, Skempton (1964) recomendou a adoção de parâmetros de resistência residual.

A prensa de cisalhamento direto convencional pode ser utilizada na determinação dos parâmetros de resistência residual por meio da realização de reversões múltiplas. Neste procedimento é imposto um movimento sequencial para frente e para trás da caixa de cisalhamento de 5 a 10 vezes em poucos minutos e então a amostra é novamente cisalhada. Tais procedimentos de reversão são aplicados quantas vezes forem necessárias para que se obtenha um valor de resistência residual com repetibilidade. Como limitação, tem-se o grande potencial de perda de material causado por esses movimentos, principalmente quando se trata de solos arenosos.

Kanji (1998) propôs um ensaio simples para obtenção de parâmetros de resistência residual no qual os solos argilosos são moldados no seu limite de liquidez e cisalhados sobre interface polida. A principal diferença entre o procedimento proposto e o convencional é que a metade inferior da caixa de cisalhamento é preenchida com rocha polida, fazendo com que a amostra de solo deslize sobre a mesma. O autor sugeriu que com esta técnica as partículas de solo ficam orientadas na interface. Neste mesmo estudo, sua metodologia foi testada, verificando que os valores de ângulo de atrito residual obtidos, sem reversões, através desta nova metodologia tiveram concordância com resultados de outras técnicas de ensaio consagradas.

Com base nesse contexto, foram realizados ensaios de cisalhamento direto de interface lisa para obtenção de parâmetros de resistência residual conforme proposto por Kanji (1998). Com o intuito de aplicar maiores deslocamentos à amostra e assegurar que a resistência residual fosse de fato mobilizada, para cada tensão normal foram realizadas três reversões. As Figuras 32 a 37 apresentam as curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal obtidas no ensaio de cisalhamento direto convencional e para as três reversões realizadas pelo método da interface lisa.

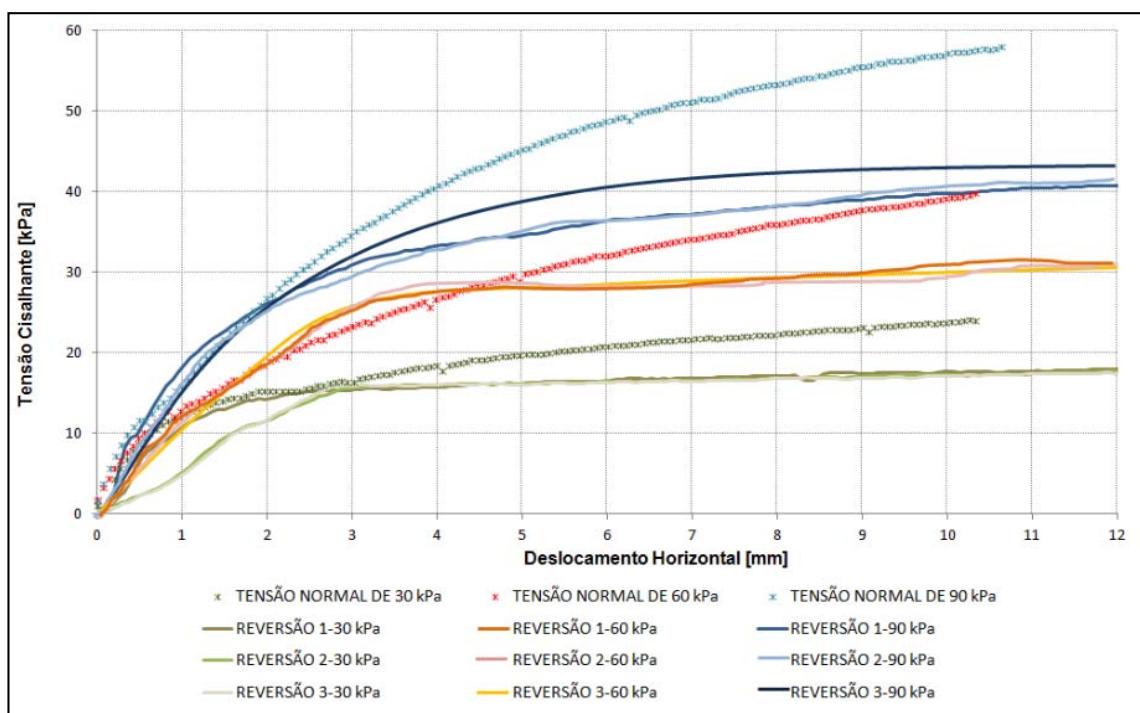


Figura 32: Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do solo residual migmatito AI-01 para ensaio de cisalhamento direto convencional e interface lisa

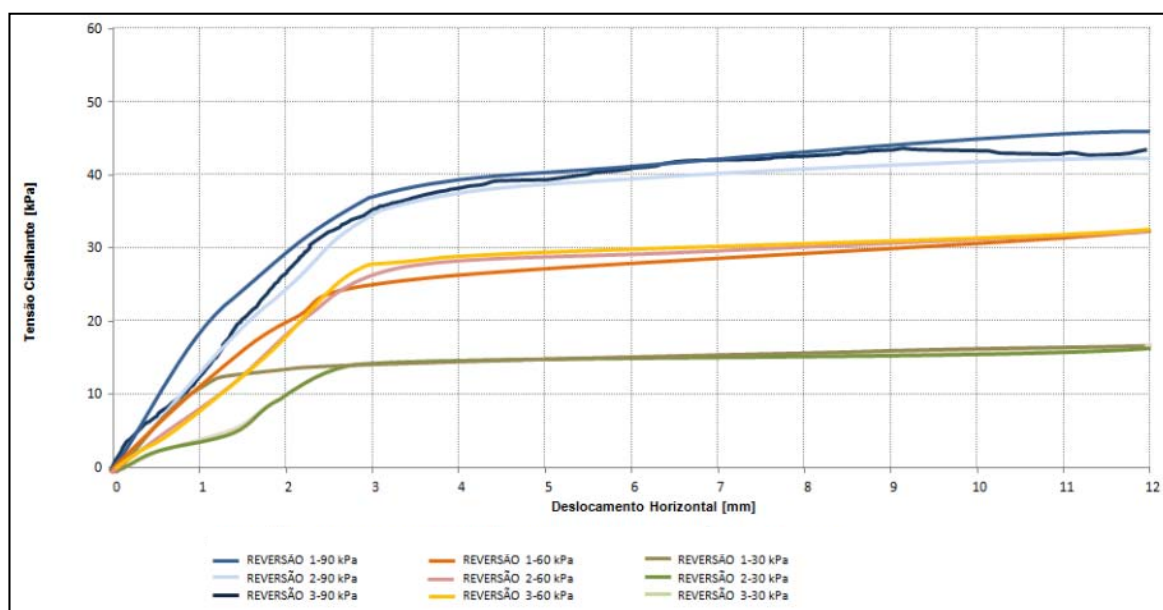


Figura 33: Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do solo coluvionar AI-02 para ensaio de cisalhamento direto convencional e interface lisa

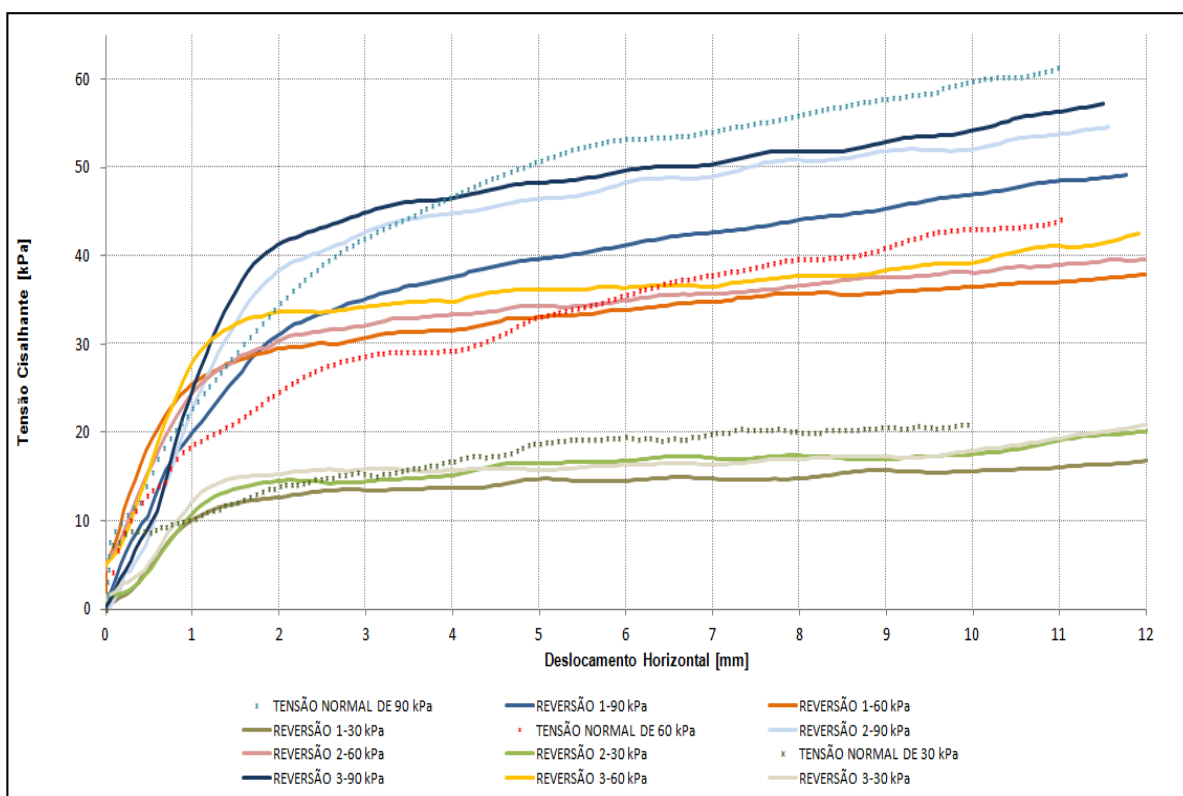


Figura 34: Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do aterro AI-05A para ensaio de cisalhamento direto convencional e interface lisa

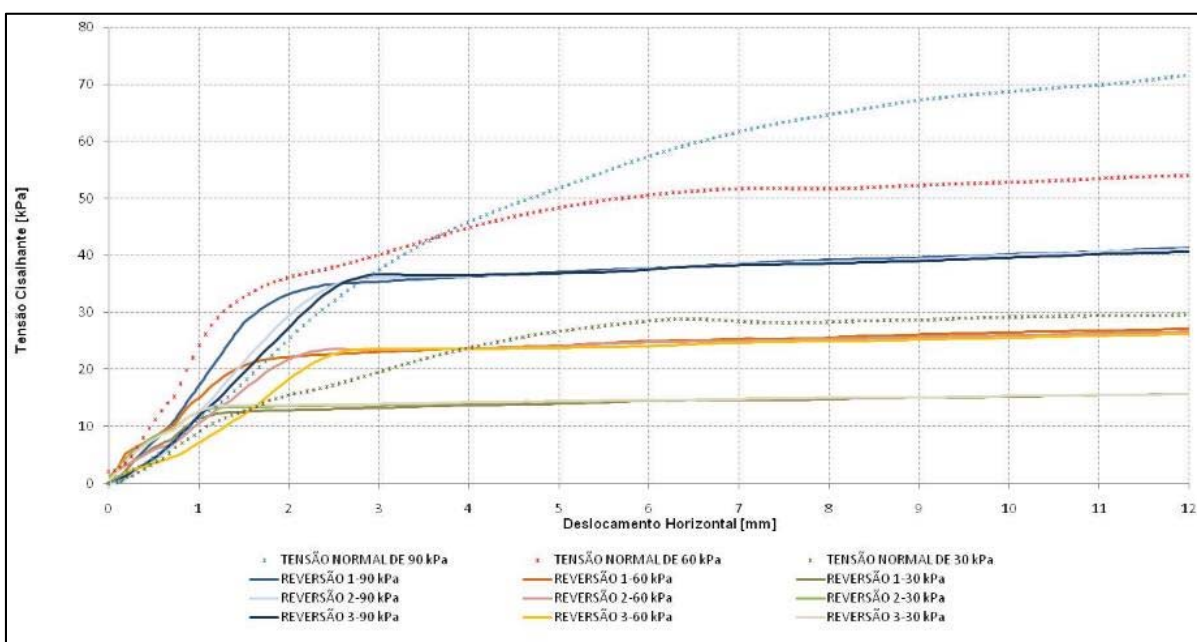


Figura 35: Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do solo coluvionar AI-13 para ensaio de cisalhamento direto convencional e interface lisa

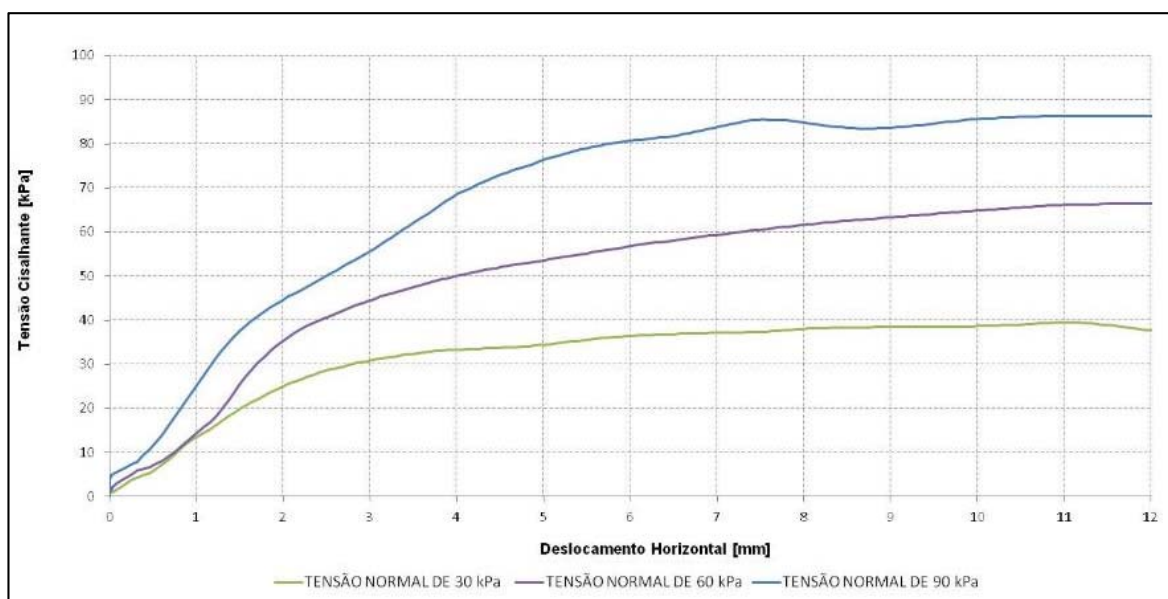


Figura 36: Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do solo residual de granito AI-09 para ensaio de cisalhamento direto convencional.

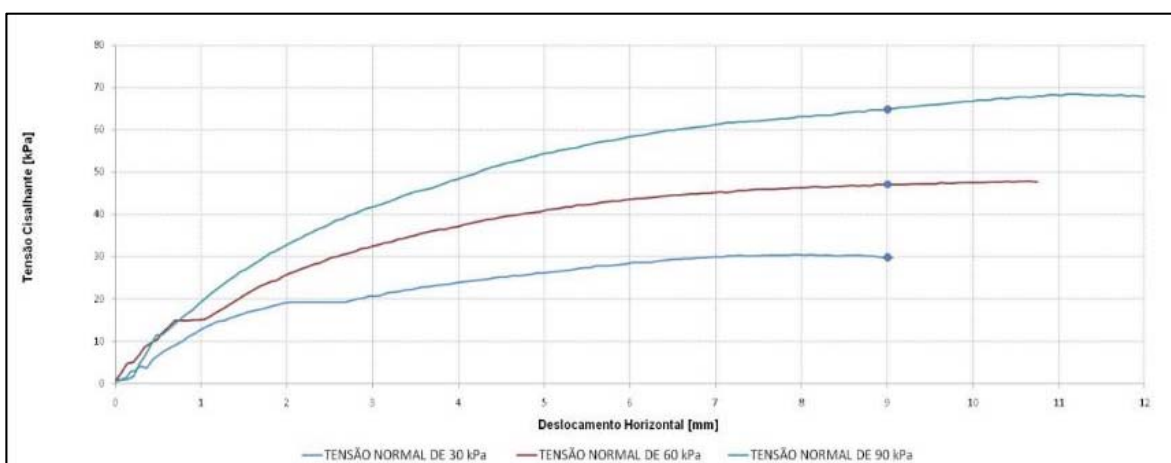


Figura 37: Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal do residual de granito AI-14

Conforme apresentado nas Figuras 32 a 35, verificou-se uma pequena diferença entre as tensões cisalhantes obtidas em cada uma das reversões. Tais resultados sugerem que, conforme proposto por Kanji (1998), a resistência residual obtida por meio do método da interface lisa é alcançada sem a necessidade de submeter a amostra a grandes deslocamentos. Cabe salientar que durante a realização do ensaio de interface lisa com reversão, verificou-se extrusão de solo pelo espaço entre a caixa de cisalhamento (Figura 38), característica também evidenciada por Kanji (1998). Buscou-se quantificar a massa de solo perdida mas, devido às condições de umidade da amostra, este procedimento se mostrou inviável. Apesar

disso, por meio de simples observação do corpo de prova não se verificou perda de material superior a 8%, valor considerado comum em ensaios com grandes deslocamentos (KANJI, 1998).

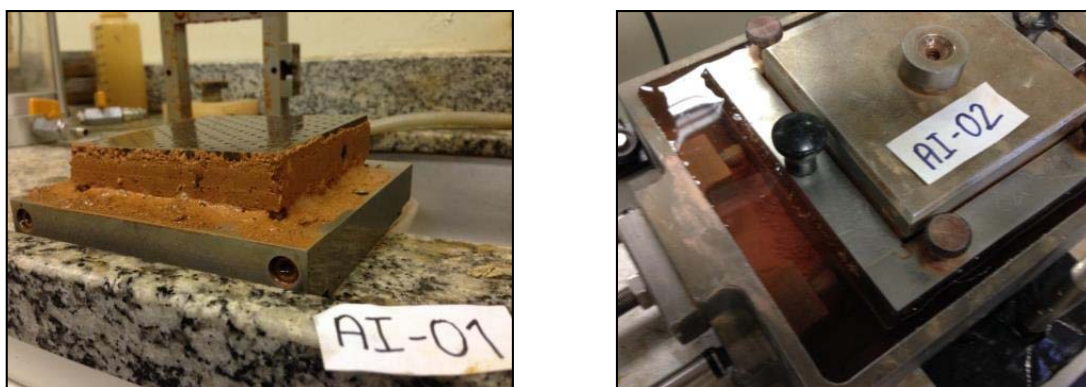


Figura 38: Extrusão de solo pelo espaço entre a caixa de cisalhamento

Nas curvas de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal, pode-se observar recalque em todos os ensaios. Tal característica condiz com o comportamento de solos arenosos com índices de vazios acima do índice de vazios críticos, ou seja, areias fofas, ou argilas normalmente adensadas. Bressani *et al.* (2001) apresentaram parâmetros de resistência residual para diversos solos tropicais brasileiros (Tabela 9).

Tabela 9: Parâmetros de resistência residual para solos tropicais brasileiros.

FORMAÇÃO / REFERÊNCIA	DESCRIÇÃO DO SOLO	IP (%)	c'r (kPa)	ϕ' r (°)
	Solo residual de arenito			
Botucatu	(horizonte C)	6	0	33.5
	Solo residual de arenito			
Botucatu	(horizonte B)	13	0	28.7
Rosário do sul	Solo residual de arenito	12	0	27.3
Santa Maria	Colúvio vermelho	27	0	19.4
	Argila de preenchimento de			
Santa Maria	fraturas	49	0	14.3
Santa Maria	Solo residual de lamito vermelho	35	0	13.8
Gravataí	Colúvio vermelho	10	0	36.2
	Solo cinza de preenchimento de			
Gravataí	fraturas	10	0	28
Gravataí	Solo residual de argilito	50	0	10.6
Santa Maria	Solo residual de siltito	26	0	20.4

	Camada cinza no solo residual			
Santa Maria	de siltito	42	0	17.7
Serra Geral	Solo residual de basalto	19	0	10
Serra Geral	Colúvio de Basalto	46	0	11.8
	Solo residual de basalto			
Serra Geral	vesicular	72	0	11.3
	Argila em juntas de intemperismo			
Serra Geral	no basalto	75	0	8.8
	Argila de zonas de intemperismo			
Serra Geral	de basalto	46	0	14.4
Serra Geral	Solo residual de Basalto	25	0	20.6
Serra Geral	Solo saprolítico de basalto	23	0	16.7
	Solo saprolítico de quartzo-			
Lacerda e Silveira (1992)	diorito, micáceo	8	0	16
Chammas (1976)	Solo saprolítico de migmatito	NP	0	25
	Solo saprolítico de migmatito,			
Chammas (1976)	micáceo	NP	0	17
	Solo saprolítico de migmatito,			
Chammas (1976)	micáceo	NP	0	27
Seraphin (1974)	Solo saprolítico de migmatito	NP	0	33.5
	Solo saprolítico de migmatito,			
Seraphin (1974)	micáceo	NP	4	27
	Solo residual marrom de basalto			
Tanaka (1976)	vesicular	21	2-8	27-30
	Solo residual marrom de basalto			
Tanaka (1976)	vesicular	36	0-8	22.7
Simões (1991)	Argila vermelha	37-48	0	12-16
Duarte (1986)	Argila cinza	55	0	10
Kanji (1974)	Solo residual de basalto	74	0	10
Souza Pinto et al (1994)	Solo residual de basalto	24	0	19
Souza Pinto et al (1994)	Solo residual de basalto	93	0	10.5
Souza Pinto et al (1994)	Solo residual de basalto	39	0	9
	Solo residual de migmatito,			
Souza Pinto e Nader (1991)	micáceo	20	0	17
	Solo residual de migmatito,			
Souza Pinto e Nader (1991)	micáceo	18	0	22
	Solo residual de migmatito,			
Souza Pinto e Nader (1991)	micáceo	21	0	21

Solo residual de Gnaiss,				
Souza Pinto e Nader (1991)	micáceo	6	0	28
Solo residual de Gnaiss,				
Souza Pinto e Nader (1991)	micáceo	11	0	30
Souza Pinto e Nader (1991)	Areia siltosa micácea	16	0	21

Fonte: Modificado de Bressani *et al* (2001).

Os resultados obtidos pelo método da interface lisa mostraram-se coerentes com os encontrados na literatura e apresentados na Tabela 9.

A Tabela 10 apresentam os parâmetros de resistência obtidos para cada amostra e o respectivo deslocamento considerado.

Tabela 10: Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto convencional e pelo método da interface lisa

MATERIAL	AMOSTRA	TENSÕES DE ENSAIO (kPa)		PRENSA	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO - CISALHAMENTO DIRETO CONVENCIONAL			RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO RESIDUAL – MÉTODO DA INTERFACE LISA		
					Desloc. (mm)	c' (kPa)	Ø (°)	Desloc. (mm)	c _r ' (kPa)	Ø _r (°)
Solo Residual de Migmatito	AI-01	30; 60; 90		Geocomp	10,26	7,11	26,6	11	0	25,55
	AI-13A*	30; 60; 90		Willi 1	-	2,90	37	-	-	-
Aterro	AI-05A	30; 60; 90		Willi 2	9,9	0,33	35	11	0	31,80
Colúvio	AI-02	30; 60; 90		Geocomp	-	-	-	11	0	26,79
	AI-13	30; 60; 90		Geocomp	11	10,42	34,11	11	0	24,37
Solo	AI-09	30; 60; 90		Geocomp	11	17,65	37,7	-	-	-
Residual de Granito	AI-14	30; 60; 90		Geocomp	9	12,1	30,4	-	-	-

*Ensaio apresentado por Vaz (2013)

Nas Figuras 39 a 42 são apresentadas envoltórias de resistência ajustadas para as amostras ensaiadas.

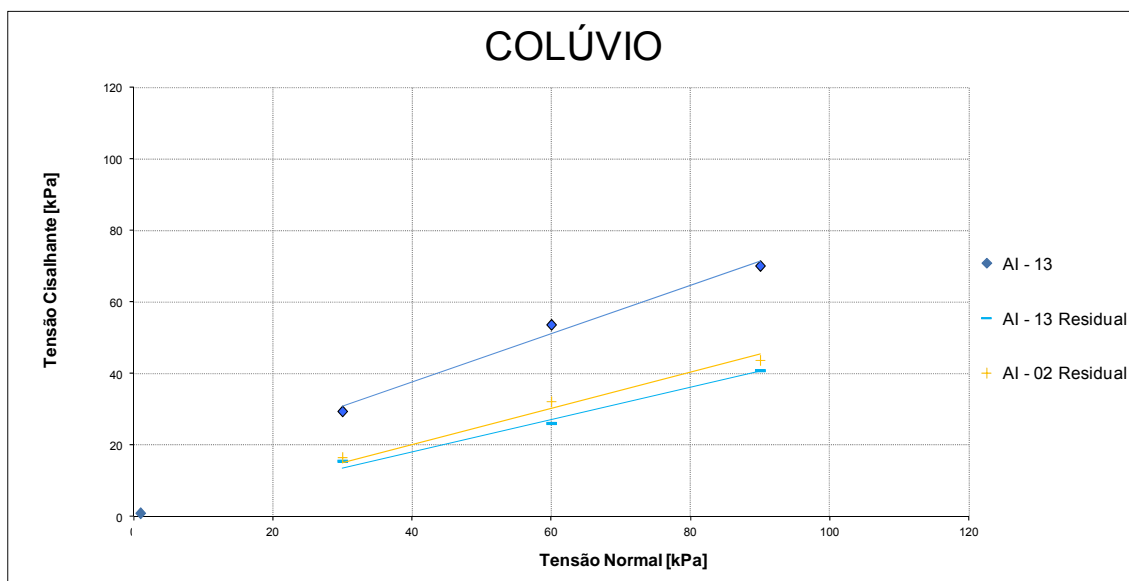


Figura 39: Envoltórias de resistência das amostras de colúvio AI-02 e AI-13 para o ensaio de cisalhamento direto convencional e interface lisa.

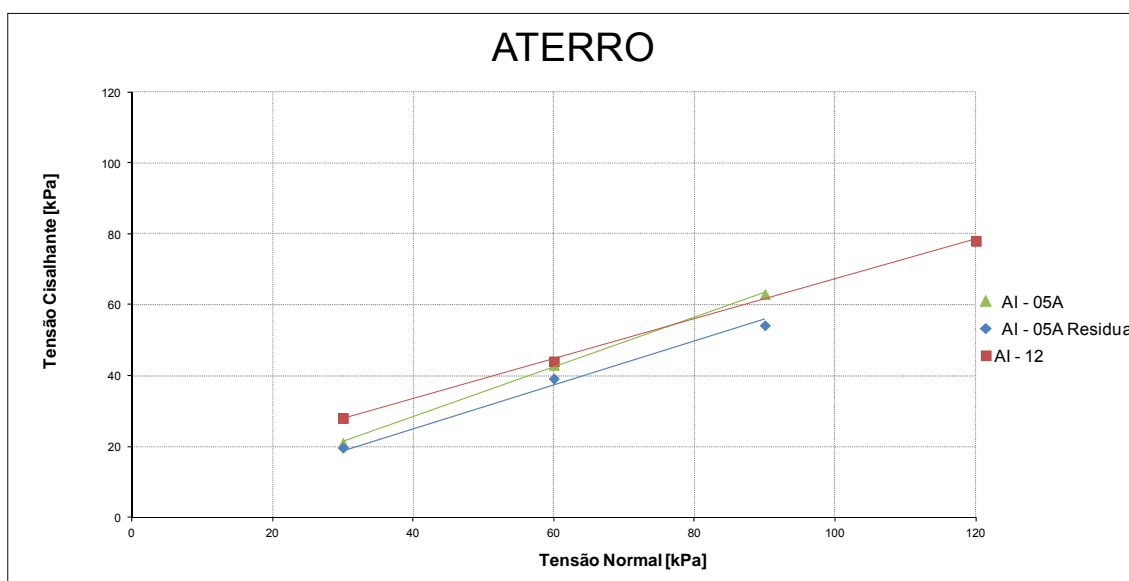


Figura 40: Envoltórias de resistência das amostras de Aterro AI-05A para o ensaio de cisalhamento direto convencional e interface lisa.

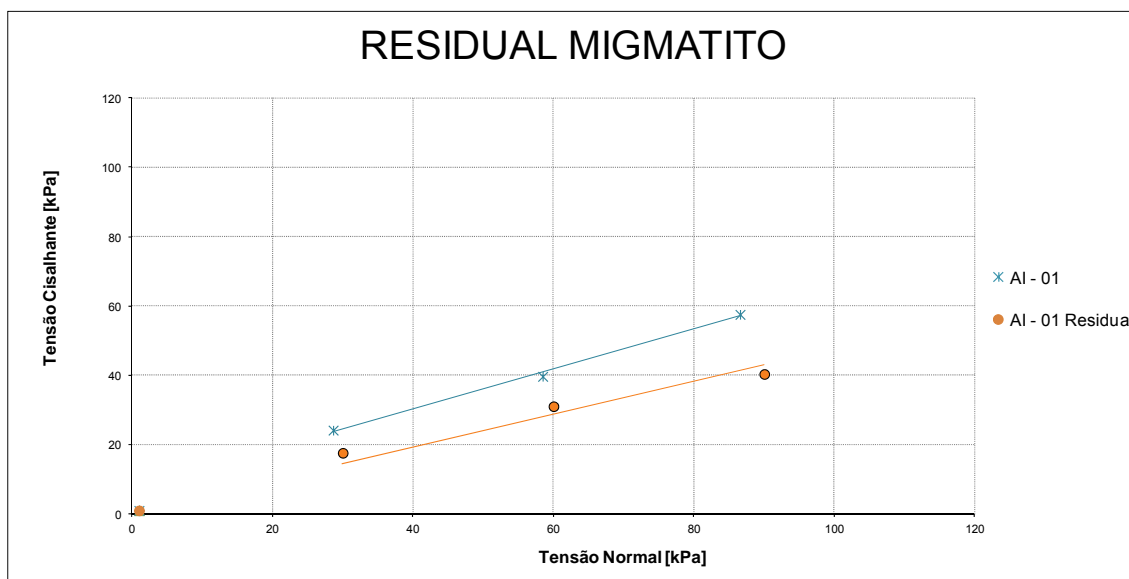


Figura 41: Envoltórias de resistência das amostras de solo residual de migmatito AI-01 para ensaio de cisalhamento direto convencional e interface lisa.

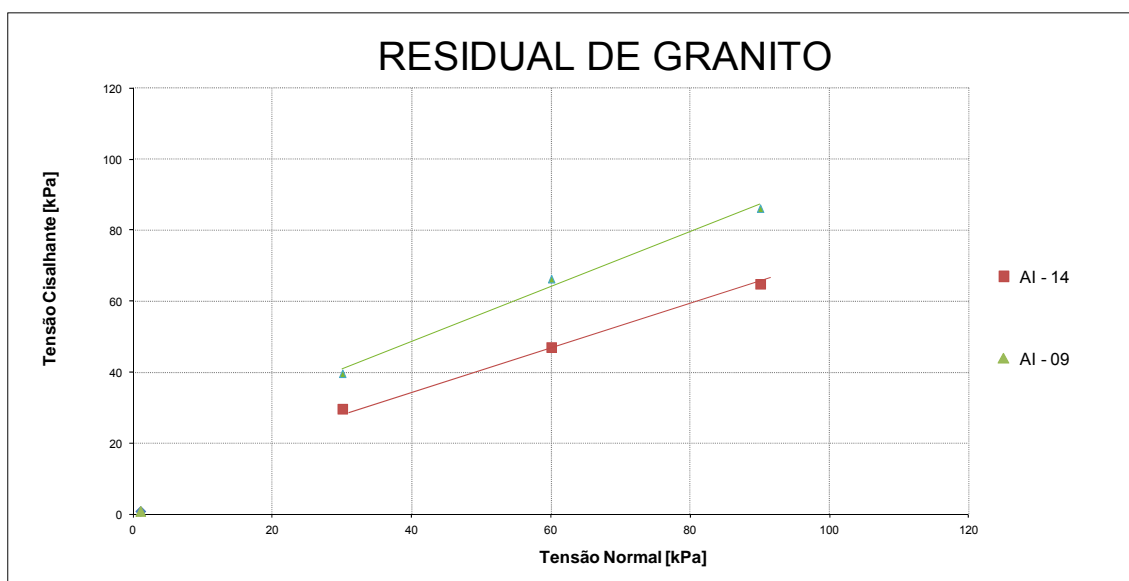


Figura 42: Envoltória de resistência das amostras de solo residual de granito AI-14 para o ensaio de cisalhamento direto convencional.

Skempton (1985) *apud* KANJI (1998) interpretou a resistência residual dos solos em função da sua fração de argila (grãos menores que 2 μm). O autor concluiu que para solos com percentagem de argila superior a 50%, os ângulos de atrito residual encontrados são mais baixos e apresentam grandes diferenças entre os valores de pico e residual. Em contrapartida, quando a porcentagem de argila é menor que 25%, são encontrados valores residuais muito próximos dos valores de pico de resistência. Tal tendência foi verificada nos resultados obtidos nesta dissertação. A

amostra AI 13, que contém 30,70% de argila apresentou diferença de 9,74 graus entre o ângulo de atrito obtido no ensaio de cisalhamento convencional e de interface lisa. Já as amostras AI-01 e AI-05A com 4,60% e 3,10% respectivamente de fração de argila apresentaram uma diferença de 1,05 e 3,20 graus entre o ângulo de atrito obtido no ensaio de cisalhamento convencional e de interface lisa.

Tonus (2009) baseada em dados apresentados por Dell'Avanzi *et al.* (2007) apresentou um resumo dos parâmetros de resistência de pico encontrados para diferentes unidades litoestratigráficas cujas descrições granulométricas fossem parecidas às observadas para o material encontrado numa encosta na Serra do Mar no município de Tijucas do Sul – PR. Em termos efetivos, foram encontrados valores de ângulo de atrito entre 24° e 45° e coesão entre 4 e 42 kN/m² para solos residuais. Para solos coluvionares o ângulo de atrito variou entre 12° e 35° e a coesão entre 0 e 45 kN/m² (Tabela 11).

Tabela 11: Análises estatísticas dos parâmetros de resistência de diversos solos residuais e coluvionares brasileiros.

PARÂMETRO ESTATÍSTICO	SOLO RESIDUAL		COLÚVIO	
	c' (kN/m ²)	Φ' (°)	c' (kN/m ²)	Φ' (°)
Média	21.07	32.33	13.47	28.2
Desvio Padrão	17.61	6.73	14.32	5.7
Coeficiente de Variação (%)	84	21	106	20
Máximo	42	45	45	35
Mínimo	4	24	0	12

Fonte: Modificado de TONUS, 2009

Esta mesma tendência de alto coeficiente de variação é verificada nos parâmetros de resistência obtidos, por meio de retroanálise, para encostas compostas por solos residuais e coluvionares localizadas ao longo da área. Este estudo estatístico apresentado por Mezzomo (2013) pode ser verificado na Tabela 12.

Tabela 12: Análises estatísticas dos dados apresentados por Mezzomo (2013).

PARÂMETROS ESTATÍSTICOS	c' (kN/m ²)	Φ' (°)
Média	10	25
Desvio padrão	7	3
Coeficiente de variação (%)	72	12
Máximo	30	29
Mínimo	0,3	20

5. LIMIAR PLUVIOMÉTRICO PARA DEFLAGRAÇÃO DE ESCORREGAMENTOS NA ÁREA DE ESTUDO

Este item teve por objetivo propor um limiar de chuva para deflagração de escorregamentos baseado em dados de pluviometria real e escorregamentos pretéritos nos taludes rodoviários localizados ao longo da área de estudo. A elaboração deste limiar foi baseado no método adotado e apresentado por Kanji e Araujo (1997).

Apesar da variabilidade das condições pluviométricas, geológicas, fisiográficas e geomorfológicas discutidas nos itens anteriores a escassez de dados de chuva e a alta variabilidade dos parâmetros geotécnicos obtidos na campanha de investigação implicaram, num primeiro momento, na elaboração de um único limiar que contemplou toda área de estudo.

O desenvolvimento deste limiar foi dividido em três etapas principais: levantamento de dados e informações pertinentes à área de estudo, análises, seleção e agrupamento das informações obtidas, e, por fim, a elaboração do diagrama de correlação com a definição da faixa crítica de chuva para deflagração de escorregamentos.

5.1 HISTÓRICO DE CHUVA E MOVIMENTOS DE MASSA NA ÁREA DE ESTUDO

De acordo com as informações obtidas em projetos, registros e fotos cedidos pela concessionária responsável pela concessão desse trecho da rodovia, o histórico de instabilização de taludes na área de estudo caracterizou-se por:

- 37 escorregamentos em taludes de terra entre 20 e 30 de novembro de 2008;
- 35 escorregamentos em taludes de terra entre os dias 11 de março de 2011 e 13 de março de 2011;
- 13 escorregamentos isolados em taludes de terra.

A seleção da estação pluviométrica adotada no presente estudo partiu do levantamento das estações pluviométricas próximas à área de interesse. Quatro diferentes pluviógrafos denominados P Rio Claro, P Vossoroca, P Itararé e P Garuva (Figura 43) foram considerados nas análises.

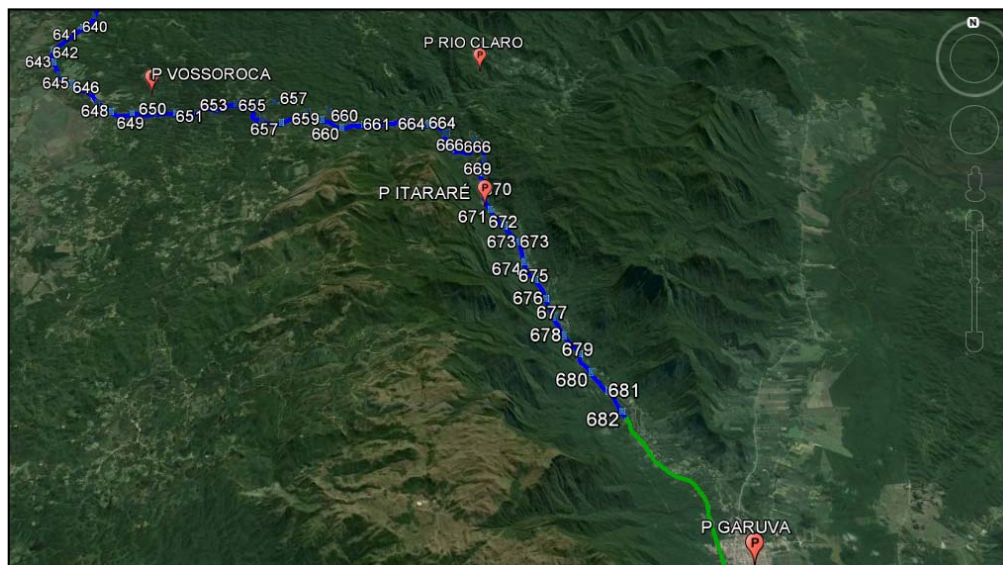


Figura 43: Localização dos pluviômetros em operação próximos a área de estudo.
(Fonte: Google Earth, 2015)

A Figura 44 apresenta a precipitação mensal acumulada nesses quatro equipamentos (Rio Claro, Itararé, Vossoroca e Garuva). Verificou-se que somente o pluviômetro de Garuva esteve em operação durante todo período compreendido entre janeiro de 2007 e maio de 2014.

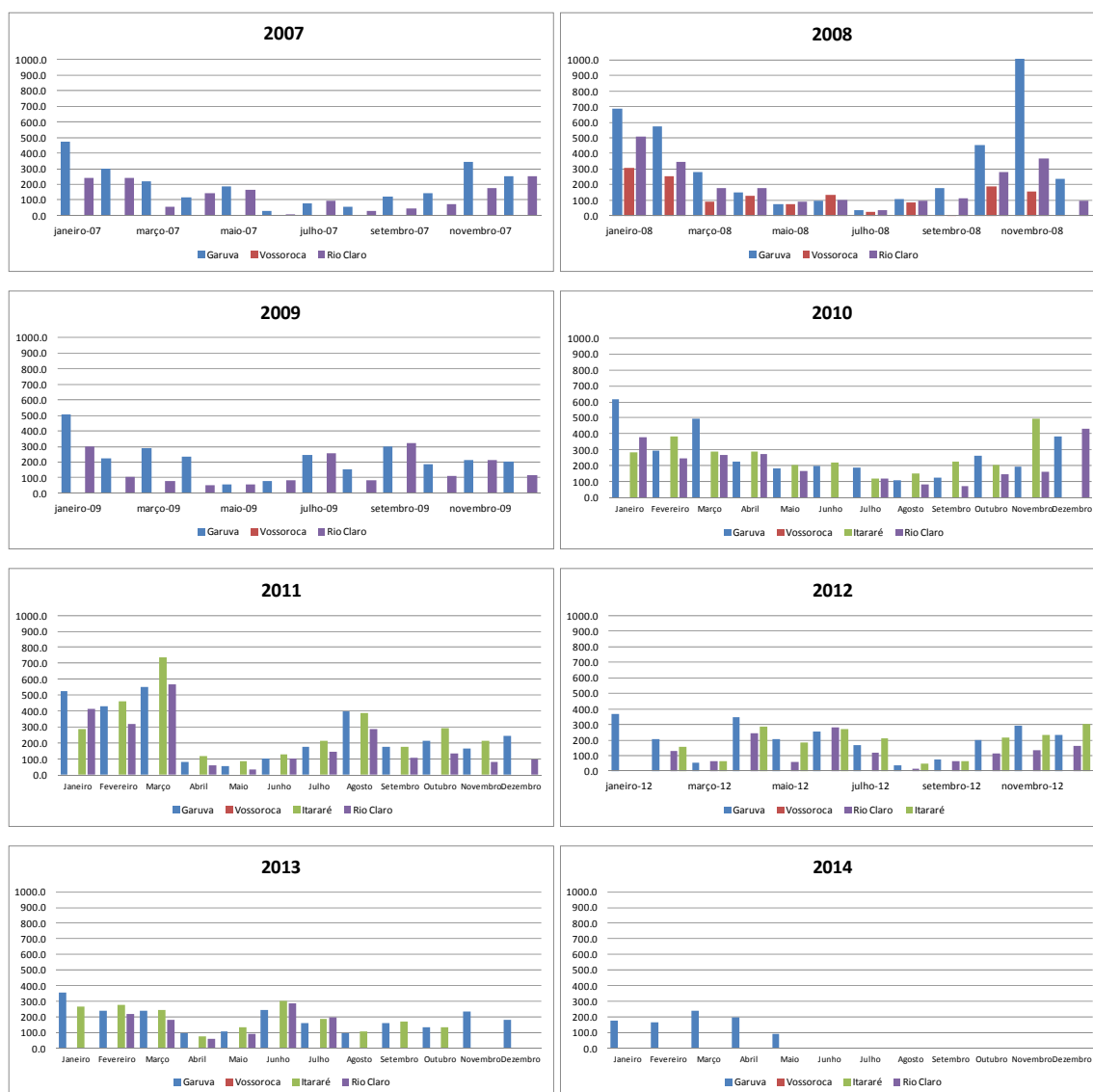


Figura 44 – Comparativo da chuva acumulada mensal entre os anos de 2007 a 2014

Na Figura 45 pode-se verificar os eventos pluviométricos que supostamente deflagraram escorregamentos da região de estudo registrado por cada um dos 04 pluviôgrafos.

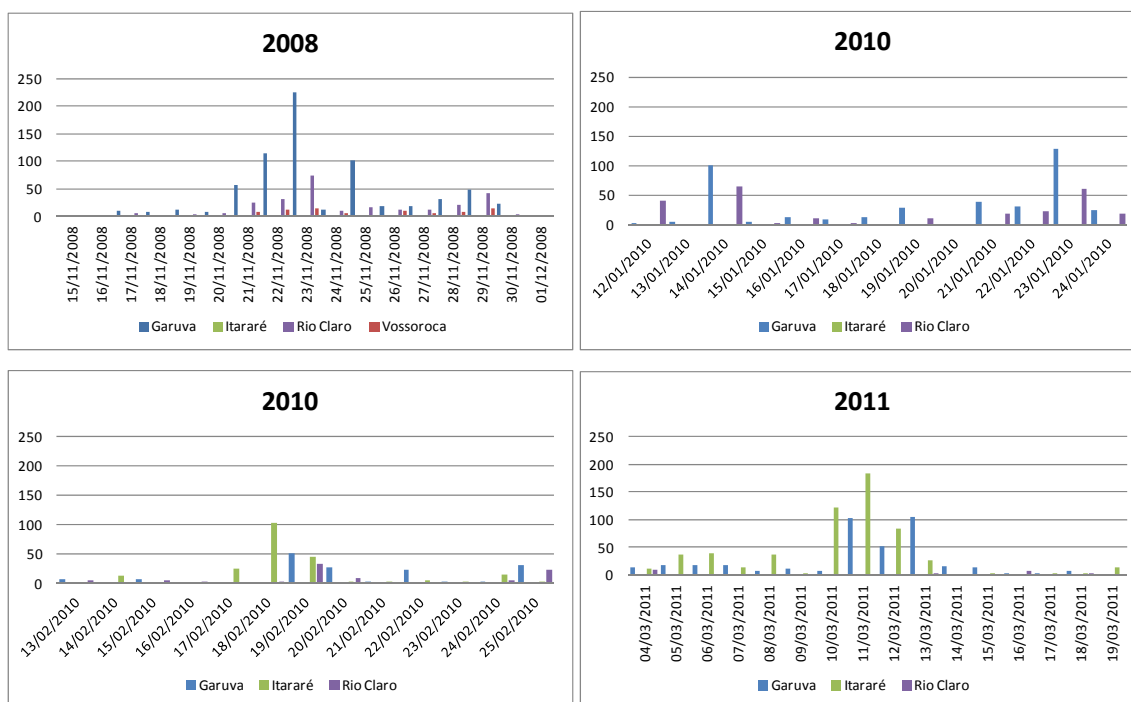


Figura 45 – Eventos pluviométricos que supostamente deflagraram escorregamentos registrado por cada pluviógrafo

Com base nesses dados, foi possível constatar a diferença entre os volumes de chuva registrados entre os instrumentos. Com relação aos eventos que resultaram em escorregamentos na área de estudo é possível verificar que:

- As precipitações acumuladas registradas no pluviógrafo Garuva, instalado ao sul da rodovia, tendem a ser mais volumosas. Apesar disso, o evento pluviométrico registrado em março de 2011 mostrou-se uma exceção a essa característica, quando o pluviógrafo Itararé, localizado na porção central da rodovia, registrou as maiores precipitações seguido do de Rio Claro, localizado mais ao norte;
- O grande volume de chuvas registrado pelo pluviógrafo Itararé (Figura 45), principalmente no dia 11 de março de 2011, pode justificar a concentração dos escorregamentos nas imediações do mesmo;
- Em 2008, o volume de chuva registrado pelo pluviógrafo Garuva (Figura 45) também foi muito maior que os demais, justificando assim os escorregamentos localizados na porção sul da rodovia naquele ano. Cabe salientar ainda que provavelmente ocorreram outros eventos intensos nas demais regiões da rodovia, pois nesta ocasião os

deslizamentos ficaram distribuídos ao longo de todo o trecho em concessão;

- Em 22 de janeiro de 2010 foram registrados 3 escorregamentos nos km 616+700, 654+550 e 657+380. A distância entre o pluviógrafo de Garuva (instrumento mais próximo) e esses taludes, entretanto, dificulta a associar chuva registrada pelo mesmo aos escorregamentos. A mesma conclusão pode se aplicar ao caso do escorregamento que ocorreu em 22 de fevereiro de 2010, no antigo km 657+700;
- Verifica-se ainda que os pluviógrafos Rio Claro e Vossoroca tendem a registrar menores volumes de chuva, estando normalmente abaixo daquelas historicamente registradas em Itararé (Figura 44).

Com base nesse contexto, concluiu-se que o pluviógrafo denominado Itararé possui dados mais representativos para a rodovia e por este motivo optou-se então pela estação Itararé. Esta estação também está instalada às margens da rodovia BR-376, no km 670+800 m, então possui vantagem em relação as demais no que diz respeito a sua localização, já que está a no máximo 17 km do ponto mais extremo da área de estudo.

O pluviógrafo selecionado é do tipo caçamba basculante com captação e armazenamento de dados de modo automatizado. Os registros utilizados neste estudo compreenderam os dias 08 de março de 2006 e 01 de agosto de 2014 (Figura 46).

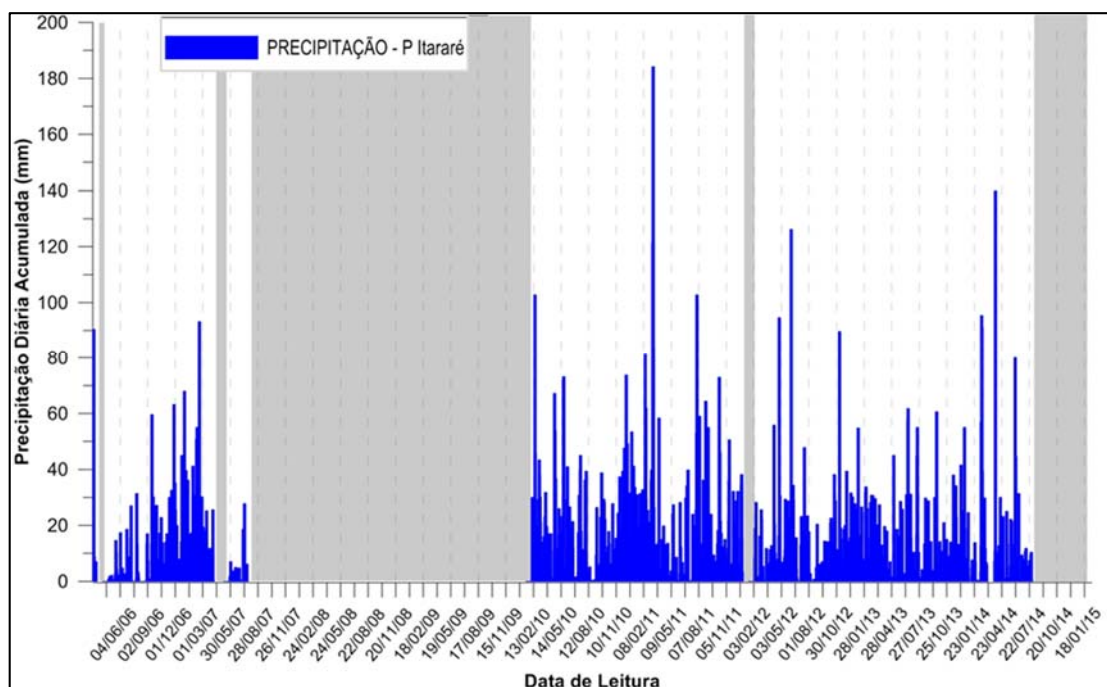


Figura 46 - Precipitação diária acumulada registrada no posto de monitoramento Itararé. Em cinza períodos sem registros de dados.

A estação não armazenou dados durante os períodos compreendidos entre os dias 18/03/2006 a 10/04/2006, 04/08/2006 a 12/08/2006, 05/04/2007 a 11/05/2007, 22/07/2007 a 22/01/2010, 28/12/2011 a 19/01/2012, 05/01/2014 a 14/01/2014, 08/03/2014 a 12/03/2014.

5.2 ORGANIZAÇÃO E TRATAMENTO DOS DADOS HISTÓRICOS

Como parte da etapa de organização dos dados disponíveis referentes aos registros de precipitação, definiu-se uma condição para delimitar todos os eventos pluviométricos. Tais ocorrências tiveram seus limites temporais associados às datas e aos horários do início e do final da precipitação. Como o equipamento responsável pelos registros têm frequência de leituras diária, definiu-se como término do evento a ocorrência de um período de 24 horas (1 dia) sem precipitação.

Os registros de chuva foram agrupados em eventos pluviométricos com 24, 48, 72, 96, 120, 144, 168 e acima de 192 horas de duração, totalizando 1317 eventos com registro de chuva. A Tabela 13 apresenta o quantidade de cada evento pluviométrico captado pela estação Itararé e adotados neste estudo.

Tabela 13: Eventos por horas de duração registrados pela estação Itararé

Eventos pluviométricos	Número total
24 horas de duração	248
48 horas de duração	201
72 horas de duração	154
96 horas de duração	120
120 horas de duração	100
144 horas de duração	82
168 horas de duração	67
192 horas ou mais de duração	345
Total de eventos pluviométricos	1317

Na sequência, os 1317 eventos pluviométricos, com registro de chuva, foram separados em dois grupos. O primeiro englobou os registros de chuva que estavam associados a movimentos de terra e o segundo aqueles que não resultaram em processos instabilizantes.

Com base no primeiro grupo buscou-se avaliar se os escorregamentos registrados estavam relacionados com os eventos pluviométricos correspondentes e excluiu-se do banco de dados os movimentos de terra que não tiveram exclusivamente a chuva como agente deflagrador. No segundo grupo, os eventos pluviométricos que ficaram posicionados acima do limiar pluviométrico crítico global proposto por Kanji e Araujo (1997) foram individualmente avaliados quanto sua validade e quando aplicável foram excluídos ou reposicionados para o primeiro grupo de dados. Os critérios adotados para exclusão ou reposicionamento dos dados amostrais são individualmente esclarecidos no item 5.3.

A Tabela 14 apresenta o local (km) onde foram registrados escorregamentos a respectivas datas e os eventos pluviométricos associados a eles.

Tabela 14: Registros de escorregamentos e eventos pluviométricos associados

Talude (KM)	Data do escorregamento	Evento Pluviométrico (mm)										
		24 h	48 h	72 h	96 h	120 h	144 h	168 h	192 h	456 h	480 h	504 h
37 taludes	20 a 30/11/2008											
662+500	10/09/2009											
616+700	22/01/2010											
654+550	22/01/2010											
657+380	22/01/2010											
658+400	22/01/2010											
657+700	22/02/2010						181					
659+300	23/03/2010		24									
668+950	03/06/2010				61							
654+240	07/06/2010	0										
648+400	28/09/2010								69			
667+160	06/12/2010			62								
	11/03/2011									579		
35 taludes	12/03/2011										662	
	13/03/2011											689
651+870 N	19/02/2014							299				
675+830 N	03/04/2014					184						

Ressalta-se que os escorregamentos registrados entre 20 de novembro de 2008 e 22 de janeiro de 2010 foram excluídos do estudo visto que a estação pluviométrica de Itararé estava inoperante nas respectivas ocasiões.

5.3 DIAGRAMA DE CORRELAÇÃO ENTRE CHUVA E ESCORREGAMENTOS

Para a elaboração do diagrama de correlação entre as chuvas e escorregamentos foram utilizadas planilhas eletrônicas do programa Microsoft Excel 2010. Os dois grupos de eventos pluviométricos e o limiar pluviométrico crítico proposto por Kanji e Araujo (1997) foram sobrepostos em diagramas que relacionam a chuva acumulada em milímetros e o tempo em horas. Com base nessas informações, buscou-se traçar manualmente uma região a partir da qual predomina a ocorrência de movimentos de terra, definindo assim uma faixa crítica de precipitação para região.

A Figura 47 apresenta tanto os eventos classificados no primeiro grupo de dados (associados a escorregamentos) como no segundo (não associados) assim como a curva que define o limiar pluviométrico global empírico proposto por Kanji e Araujo *et al.* (1997) dada pela Equação 01.

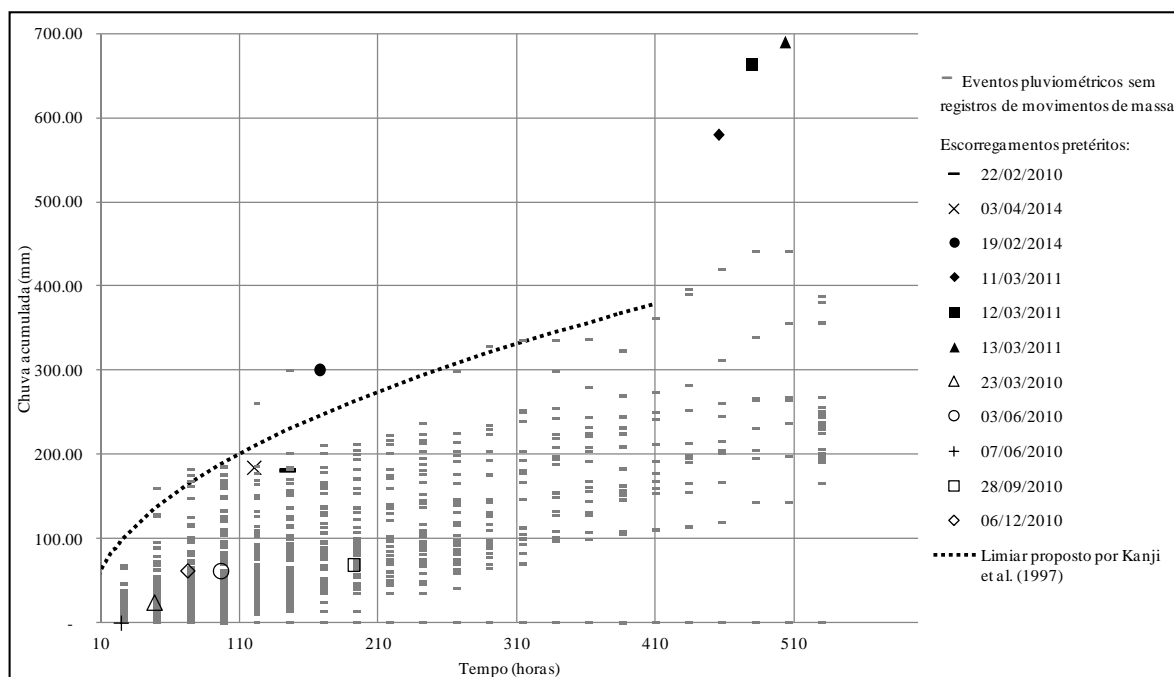


Figura 47: Eventos pluviométricos registrados pela estação Itararé e limiar pluviométrico global proposto por Kanji e Araujo *et al.* (1997). Em destaque os que deflagraram escorregamento.

Verificou-se que, com exceção dos deslizamentos ocorridos em 11, 12 e 13 de março de 2011, volume de chuva acumulado nos 30 dias anteriores à ocorrência dos escorregamentos registrados foi inferior a 350 mm (Figura 48). Este valor corresponde a uma ordem de grandeza com ocorrência frequente na série histórica, sugerindo pouca influência da chuva acumulada nos 30 dias antecedentes nos escorregamentos.

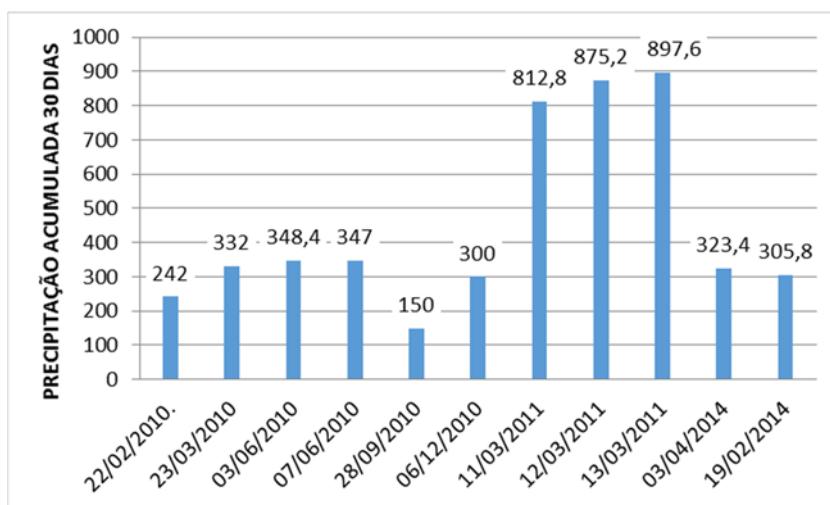


Figura 48 – Precipitação acumulada durante 30 dias antecedentes a cada ruptura

Cabe salientar que existem outros fatores que influenciam na estabilidade de uma encosta mesmo quando o principal agente deflagrador é a precipitação, tais como as condições geoestruturais, litológicas, topográficas e hidrogeológicas (e.g. D'ORSI, 2011; OLIVEIRA, 2012 e KANJI *et al.*, 1997).

Baseado na proposição acima e visto que os eventos pluviométricos associados aos escorregamentos registrados em 23/03/2010, 03/06/2010, 07/06/2010, 28/09/2010 e 06/12/2010 não possuem um volume de chuva atípico, inferiu-se que a instabilidade dos taludes em questão não foi deflagrada exclusivamente pela ação da chuva ou a chuva registrada pela estação não é a de fato que deflagrou tais rupturas. Portanto, esses escorregamentos foram removidos da análise.

O escorregamento registrado em 22/02/2010 no km 657+700m está associado a um evento pluviométrico de 181,20 mm durante 144 horas. Comparando esta chuva com a média de chuva histórica (Figura 49) pode-se observar que o evento pluviométrico registrado em 22/02/2010 é de fato atípico e mesmo abaixo do limite crítico proposto por Kanji pode-se inferir que o escorregamento pode ter sido de fato deflagrado pela chuva registrada.

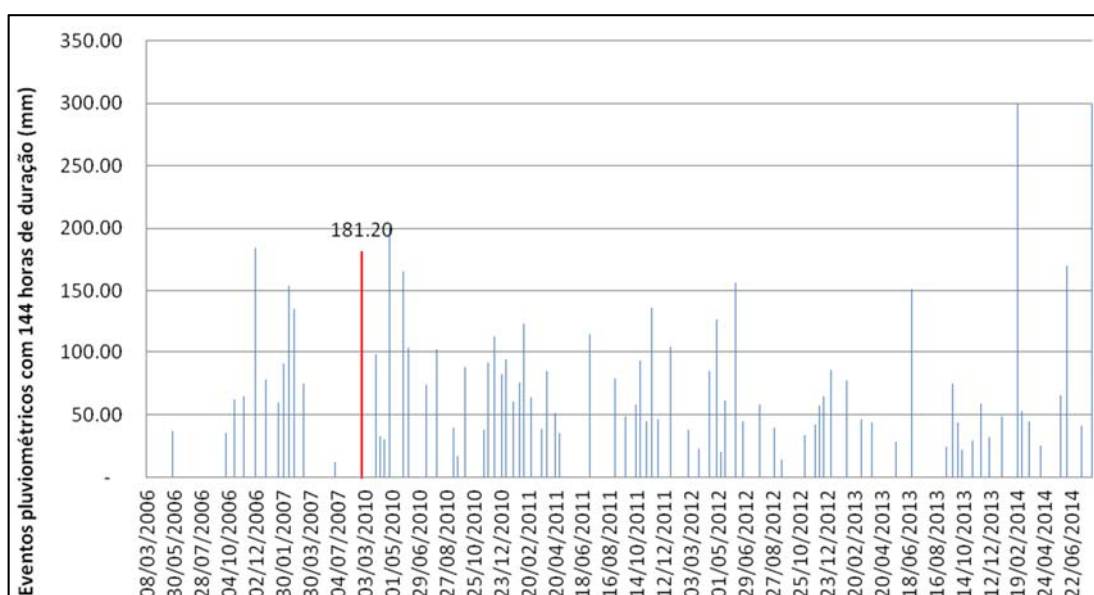


Figura 49 – Eventos pluviométricos com duração de 144 horas de duração registrados na série histórica do pluviógrafo Itararé.

Analisando o grupo de eventos pluviométricos sem registro de movimentos de massa, pode-se observar (Figura 47) que 06 ocorrências que supostamente não deflagraram escorregamentos estão acima do limite crítico proposto por Kanji e Araujo *et al.* (1997). Para os eventos com 181 mm acumulados durante 72 horas em 01/08/2011 e com 174 mm acumulados em 72 horas em 19/02/2010 não foram registrados escorregamentos porém, o volume precipitado foi considerado alto quando comparado com a série histórica.

Os eventos pluviométricos de 17/02/2014 (259 mm em 120 horas) e 18/02/2014 (299 mm em 144 horas) foram associados à ruptura registrada em 19/02/2014 e, portanto, foram excluídos das análises.

Os eventos acumulados em 72 horas no dia 11/03/2006 e em 48 horas em 10/03/2006 foram registrados em período prévio ao início da concessão da rodovia quando não existia cadastro de eventuais rupturas. Visto que o volume acumulado nesses dois episódios foi alto quando comparado à média da série histórica e que incertezas estão associadas a ausência de escorregamentos neste período, definiu-se por classificá-los dentro do primeiro grupo que engloba as chuvas com registros de escorregamentos. Esses dois eventos pluviométricos foram denominados como eventos críticos.

Dada a distribuição espacial das chuvas na região ser de difícil representação por um único pluviógrafo e a pequena quantidade de registros de chuvas que

deflagraram escorregamentos, optou-se por definir uma faixa para estabelecer o limite de precipitação para qual escorregamentos podem ser verificados na região (Figura 50).

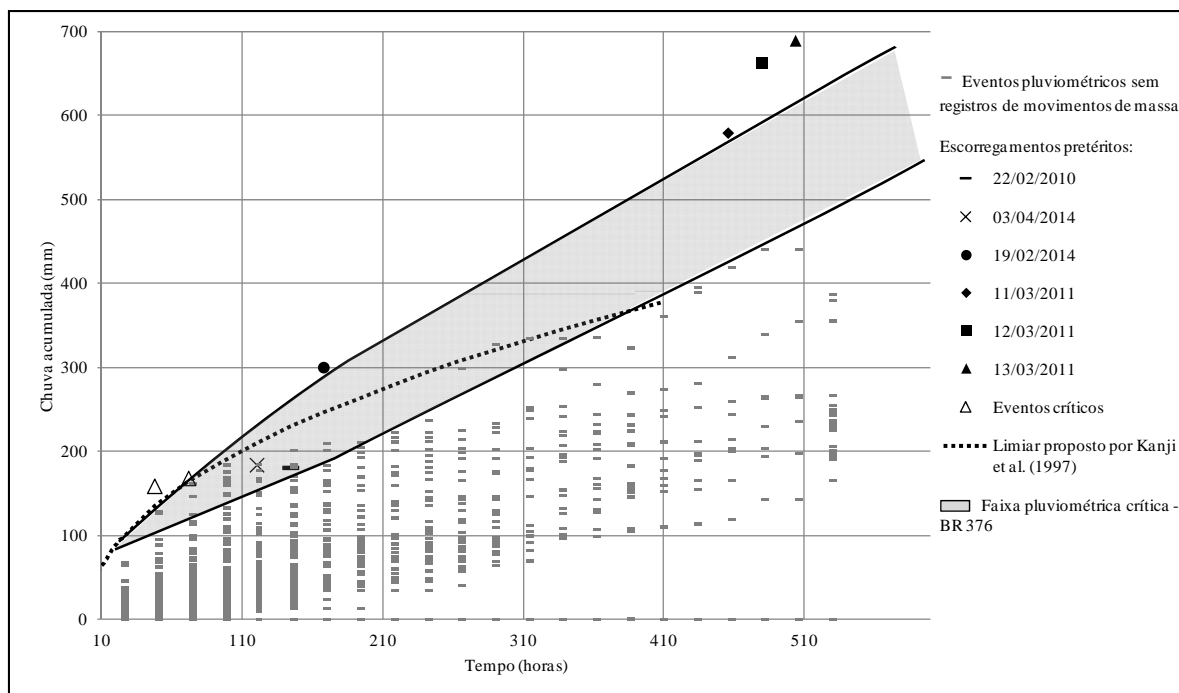


Figura 50: Faixa pluviométrica para deflagração de escorregamentos proposto para a área de estudo

O limite inferior da faixa defini chuvas críticas para deflagração de escorregamentos na área de estudo mais conservadoras enquanto o limite superior da faixa um limiar pluviométrico para deflagração de escorregamentos mais arrojado. Apesar de preliminar e baseado em escassos dados de ruptura, a faixa pluviométrica proposto pode representar uma ferramenta de apoio à gestão da operação deste trecho rodoviária, uma vez que permite, identificar a possibilidade de ocorrência de eventos críticos.

6. RETROANÁLISES DE FLUXO TRANSIENTE E ESTABILIDADE

Este item visou avaliar quantitativamente a influência da chuva na poropressão e na estabilidade de um talude por meio de retroanálise de fluxo transiente e estabilidade em termos não saturados. Os resultados obtidos auxiliaram na compreensão dos níveis de poropressão que estão presentes na faixa pluviométrica empírica para deflagração de escorregamentos proposta no item 5.

As análises de fluxo transientes foram realizadas com o auxílio do programa computacional SEEP/W, que permite a modelagem e a análise numérica do escoamento das águas subterrâneas e dos problemas de dissipação do excesso de pressão neutra em materiais porosos não saturados. A técnica empregada na solução de tais problemas é a dos elementos finitos que permite a solução numérica da Equação de Richards.

Para o cálculo de estabilidade, o programa SLOPE/W foi utilizado. O programa é baseado em métodos de equilíbrio limite e considera a equação empírica (21) proposta por Vanapalli *et. al.* (1996) para calcular a resistência ao cisalhamento não saturada e a distribuição de poropressão calculada no programa SEEP/W.

6.1 DESCRIÇÃO DO TALUDE E DEFINIÇÃO DA ESTRATIGRAFIA

O talude para o qual a metodologia de análise proposta nesta dissertação foi aplicada é denominado km 667+900N. O talude em corte foi construído na época da concepção da rodovia BR 376, na década de 50. Fica adjacente à pista norte, lado direito, aproximadamente nas coordenadas 707073E 7137405S e elevação, ao nível da pista, de 544 metros. O trecho taludado apresenta desnível em relação à rodovia de até 56 metros e extensão de 150 metros. O talude possui histórico de instabilização e antes da ruptura registrada em março de 2011, possuía bermas de 5m a 8m de altura, com declividade aproximada de 1:1 (V:H), com bancadas de 4m de largura e sistema de drenagem precário (MEZZOMO, ARAUJO e ASAKAWA, 2012).

Em março de 2011 mais precisamente entre os dias 11 a 13 quando a área de estudo foi palco de chuvas atípicas no que diz respeito a duração e intensidade,

surgiram no talude em questão rupturas nas bermas inferiores (Figura 51b) e trincas extremamente abertas em todas as bancadas (Figura 51a).

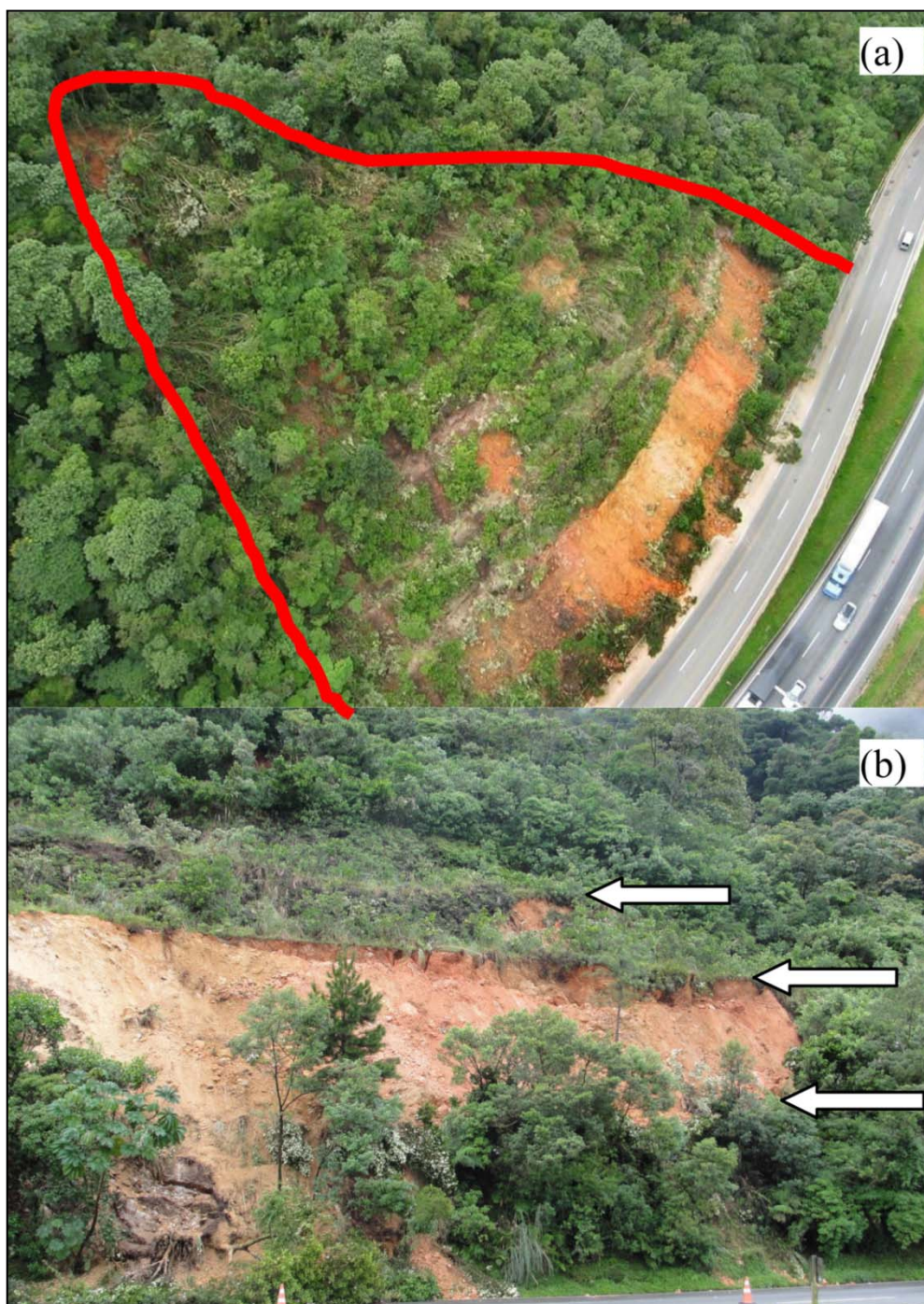


Figura 51: Fotografias do acidente geotécnico no talude km667+900N. (a) Fotografia aérea; (b) Fotografia frontal, onde as setas apontam três bancadas inferiores. Fonte: MEZZOMO; ARAUJO e ASAKAWA, 2012.

O talude é composto por solo residual proveniente do Complexo Gnáissico-Migmatítico, formação predominante neste trecho da rodovia.

O perfil geotécnico do talude analisado foi definido a partir de dados topográficos, projetos e sondagens disponíveis.

Nesta encosta foram realizadas 07 sondagens a percussão após a ruptura. As sondagens indicaram que o talude é constituído por solo composto de argila siltosa com areia média, de coloração marrom e amarela, passando variegada e posteriormente a branca e amarela a maiores profundidades. A resistência nos primeiros 5 metros é baixa, com NSPT de 2 a 5. Nas profundidades de 5m a 10m, o NSPT varia tipicamente de 5 a 12. Em profundidades maiores, a partir de 7m na parte inferior do talude e de 10m na parte superior, o NSPT aumenta significativamente, variando de 16 a 28.

Não foi identificado nível d'água nas sondagens que foram limitadas a 20 metros de profundidade.

Apesar de perfis de solos residuais não serem estratigráficos, as camadas de solo presentes no talude foram delimitadas através do número de golpes das sondagens a percussão (SPT).

Seguindo a abordagem adotada por Tonus (2009), a primeira camada foi limitada a número de golpes na sondagem SPT menor que 8, a camada 2 com número de golpes entre 8 e 15. A terceira camada com número de golpes maior que 15.

A Figura 53 apresenta o perfil geológico-geotécnico do talude, correspondente à seção topográfica 667+825 (Figura 52), assim como a superfície de ruptura definida pelo projetista responsável pela primeira inspeção do talude logo após a ruptura.

A delimitação da região rompida foi inferida pelo projetista responsável pela primeira avaliação da ruptura visto a inexistência de topografia anterior ao evento.

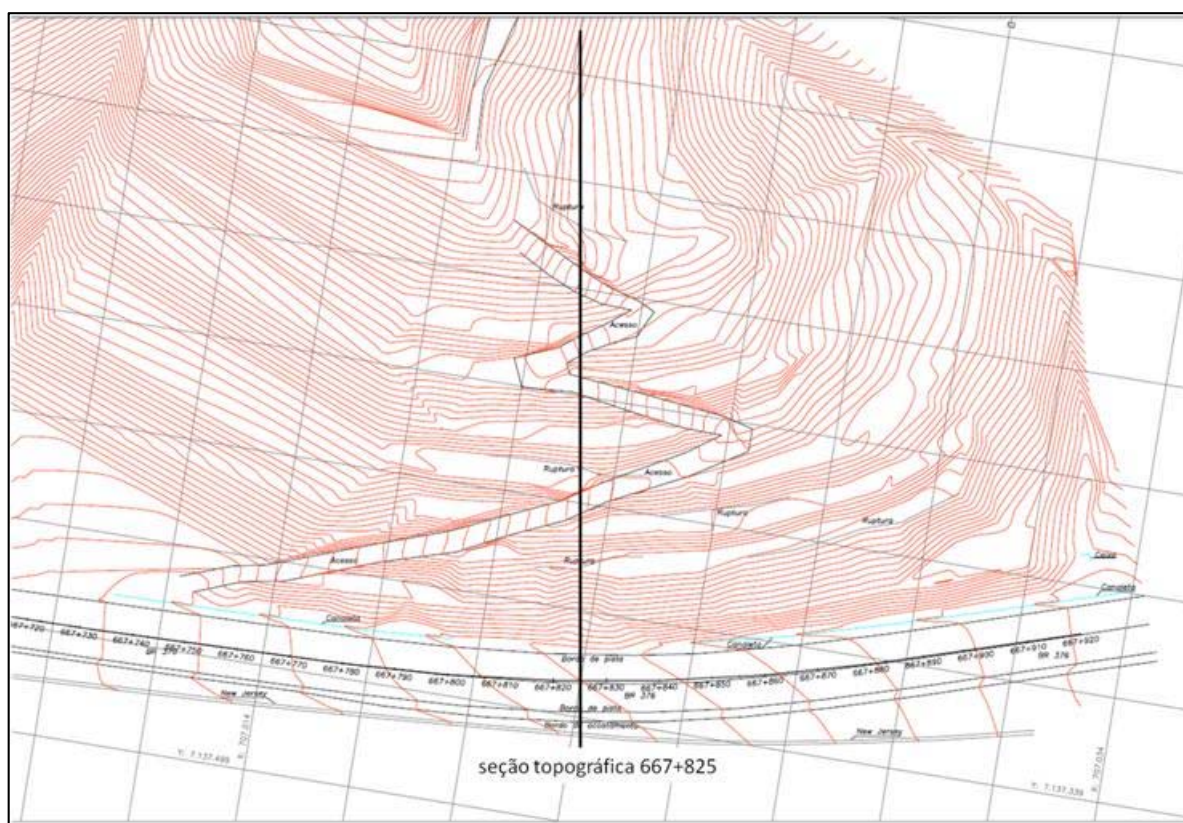


Figura 52: Levantamento planialtimétrico em detalhe a seção topográfica 667+825.

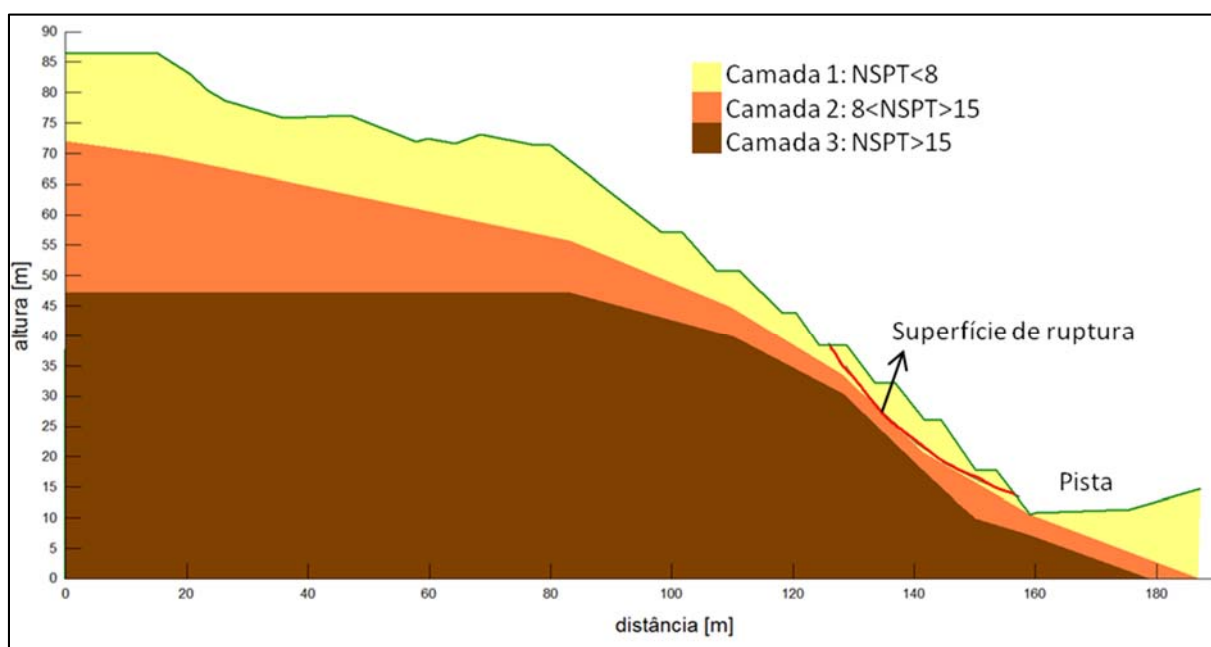


Figura 53: Perfil geotécnico do talude km667+900N.

6.1 ANÁLISE DE FLUXO

A malha de elementos finitos foi definida com elementos com aproximadamente 2 metros de lado.

Para definição das condições iniciais de poropressão, foi considerado uma carga total de 30 metros a montante do talude e de 4 metros a jusante.

Uma condição de fluxo inicial (q) dada em m/s na superfície, muito inferior à permeabilidade saturada foi imposta na superfície da seção com o intuito de obter um perfil de poropressão mais realista. Este artifício foi adotado com o objetivo de limitar as sucções a uma ordem de 60 kPa.

As condições de contorno iniciais foram aplicadas a toda superfície exposta do talude (Figura 54). Do lado esquerdo e direito do modelo foi aplicada uma carga hidráulica (H) de 20 e 4 metros respectivamente. Na superfície um fluxo (q) de $1\text{e-}9$ m/s e na base do modelo fluxo (q) nulo.

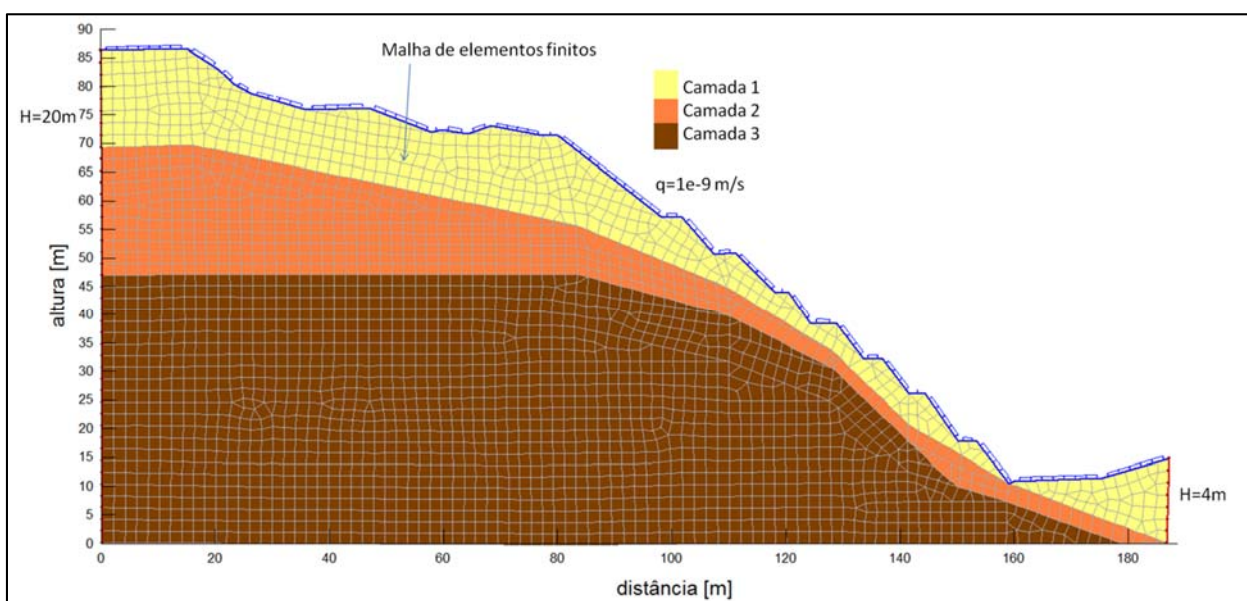


Figura 54: Malha de elementos finitos e condições de contorno adotados no modelo.

O modelo de fluxo foi alimentado com a curva de retenção e permeabilidade saturada, parâmetros esses que por sua vez subsidiam a derivação da permeabilidade não saturada.

Nas proximidades da região de estudo somente um pluviógrafo estava em operação no período de interesse, localizado no km 670+800 e denominado estação Itararé.

Os registros pluviométricos disponíveis desta estação e adotados na análise são apresentados na Figura 55.

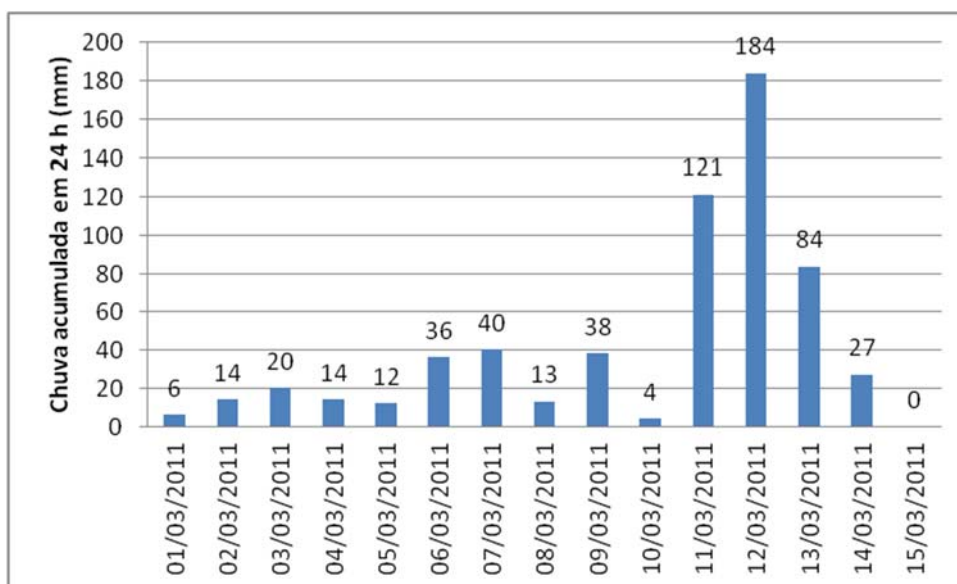


Figura 55: Precipitação diária acumulada no período da ruptura do talude analisado. (Fonte:MEZZOMO; ARAUJO e ASAKAWA, 2012)

A precipitação registrada na estação Itararé entre os dias 01 e 15 de março de 2011 foi adotada na avaliação do comportamento da poropressão ao longo do tempo.

6.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Determinada a distribuição de poropressão no corpo do talude, passou-se para o cálculo do fator de segurança por meio de análise de equilíbrio limite.

O objetivo principal desta análise foi verificar para quais parâmetros de resistência o talude de fato rompeu, ou seja, apresentou fator de segurança unitário, no décimo segundo dia, compará-los com os resultados obtidos nos ensaios de laboratório e avaliar o nível de poropressão no momento e na superfície de ruptura.

No programa computacional Slope/W foi definida e fixada a superfície de ruptura real e para ela os fatores de segurança, ao longo do tempo, foram calculados.

O método adotado nas análises de estabilidade foi o de Spencer, o qual toma como hipótese, entre outras, que a resultante das forças entre as fatias tem inclinação constante através da massa de solo. O método utilizado para cálculo do fator de segurança é o método das fatias para superfície qualquer e consiste basicamente em dividir a superfície de ruptura em fatias e calcular as forças e momentos atuantes e resistentes para cada fatia. Por fim o fator de segurança será a razão entre o somatório das forças e momentos atuantes pelos resistentes.

A Figura 56 apresenta as 34 fatias que compõe a superfície de ruptura definida na análise.

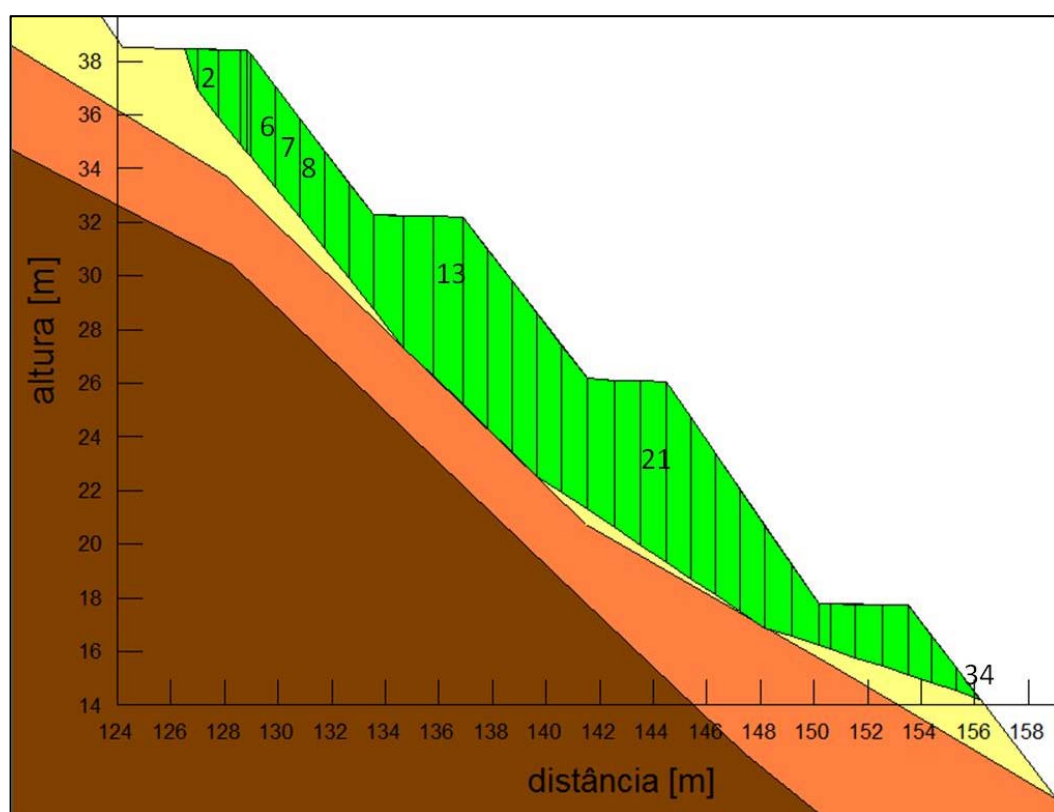


Figura 56: Fatias que compõe a superfície de ruptura real.

6.3 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Optou-se, por adotar os parâmetros hidráulicos constantes (permeabilidade saturada e curva de retenção de umidade) correspondentes ao solo identificado como 13A. Este material foi escolhido por ter sido coletado mais próximo do talude analisado (aproximadamente 500 metros) e possuir características táteis visuais similares ao talude em questão.

A Figura 57 apresenta a curva de retenção do solo 13A ajustada pelo método de Fredlund e Xing (1994). A Figura 58 mostra a curva de permeabilidade não saturada presumida com base na permeabilidade saturada determinada em campo com o auxílio do infiltrômetro de mini disco e o modelo proposto por Van Genuchten (1980).

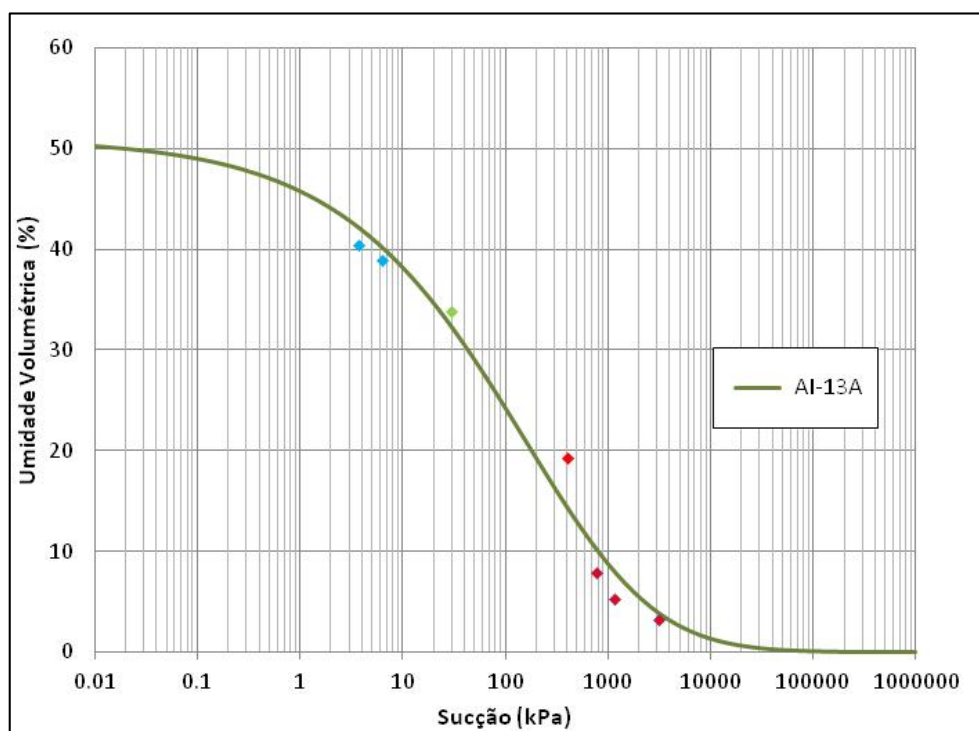


Figura 57: Curvas de retenção do solo 13A ajustada pelo modelo Fredlund & Xing (1994).

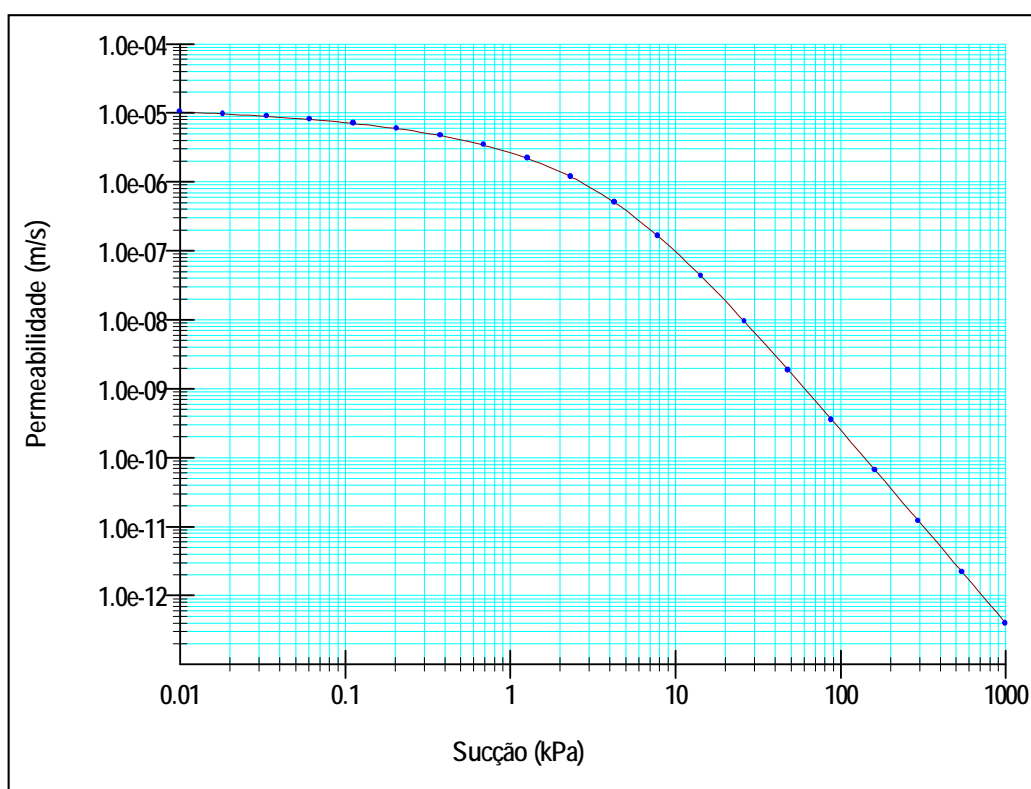


Figura 58: Curva de permeabilidade não saturada do solo 13A presumida pelo modelo Van Genuchten (1980).

Com o intuito de avaliar para qual parâmetro de resistência e camada do talude o fator de segurança é mais sensível, foi realizada uma análise de sensibilidade.

O *software* adotado permite especificar um intervalo de valores dos parâmetros do material, e, com base nestas informações e distribuição de poropressão definida na análise de fluxo, calcularam-se os fatores de segurança automaticamente para diversas combinações de parâmetros de resistência.

Inicialmente, o programa mantém a coesão constante e igual a média e calcula os fatores de segurança variando os valores de ângulo de atrito com 5 incrementos de 1 acima e abaixo do valor médio. Em seguida, o ângulo de atrito fica fixo e igual ao valor médio, e novos fatores de segurança são computados para diferentes valores de coesão. Os valores médios, mínimos e máximos de coesão e ângulo de atrito adotados nessa análise estão apresentados na Tabela 15.

Tabela 15: Parâmetros adotados na análise de sensibilidade

MATERIA	PARÂMETRO	MÍN.	MÁX.	MÉDIA	PASSO	INCREMENTO
Camada 1	Coesão [kN/m ²]	0	10	5	5	1
	Ângulo de atrito [°]	22	32	27	5	1
Camada 2	Coesão [kN/m ²]	0	10	5	5	1
	Ângulo de atrito [°]	23	33	28	5	1
Camada 3	Coesão [kN/m ²]	0	10	5	5	1
	Ângulo de atrito [°]	24	34	29	5	1

Esta análise gera gráficos normalizados que proporcionam condições de avaliar a sensibilidade do modelo à variação dos parâmetros de resistência de acordo com a declividade das retas apresentadas. Os valores de coesão e ângulo de atrito são apresentados normalizados entre 0 a 1 para melhor compreensão e visualização de padrões.

A curva de sensibilidade normalizada (Figura 59) apresenta os fatores de segurança (FS) obtidos com a variação dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito das três camadas de solo pré-definidas.

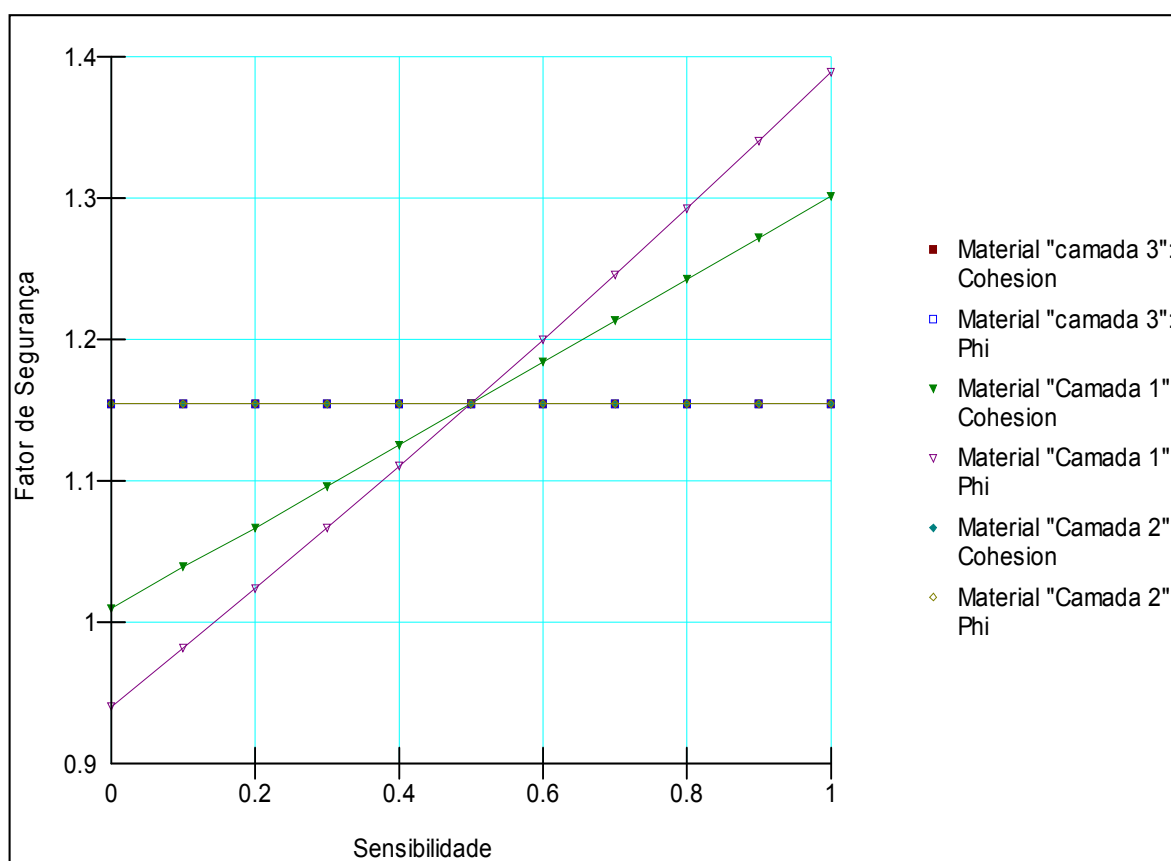


Figura 59: Curva de sensibilidade normalizada para a condição inicial de poropressão.

Verificou-se que os parâmetros de resistência das camadas 2 e 3 não afetam os valores do fator de segurança. Isso se dá visto que a superfície de ruptura está totalmente localizada na camada 1.

Comparando a inclinação das retas formadas pela variação da coesão e ângulo de atrito da camada 1, verificou-se que o fator de segurança é mais sensível à variação do ângulo de atrito em relação a variação da coesão.

Visto que a superfície de ruptura está integralmente localizada na camada 1 do talude, somente os parâmetros de resistência da camada 1 foram discutidos ao longo desta dissertação.

Considerando a superfície de ruptura inferida, foram realizados diversos cálculos de estabilidade como objetivo de se encontrar combinações de parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) que levariam o talude à ruptura ($FS=1$) quando ele estivesse com a distribuição de poropressão definida na análise de fluxo no décimo segundo dia de chuva. Os fatores de segurança obtidos são apresentados na Figura 60.

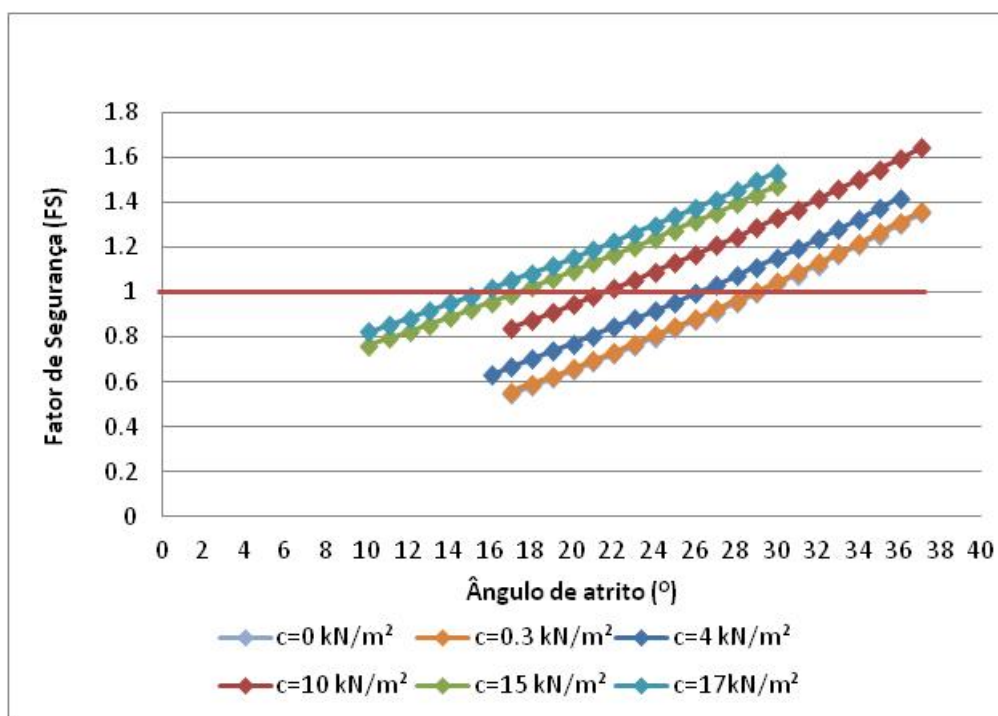


Figura 60: Fator de Segurança para diferentes pares de coesão e ângulo de atrito calculado para distribuição de poropressão obtida do décimo segundo dia.

A Figura 61 apresenta os pares de coesão e ângulo de atrito que definem a ruptura no décimo segundo dia de ruptura.

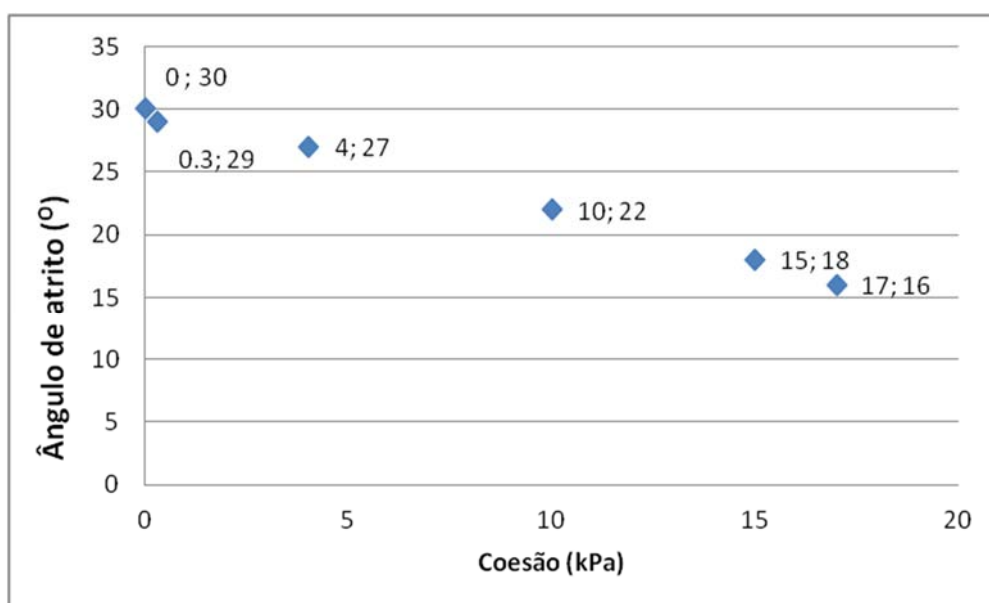


Figura 61: Pares coesão e ângulo de atrito que tornam o talude instável no décimo segundo dia de chuva.

No modelo de equilíbrio limite, a resistência ao cisalhamento do solo é baseada na teoria dos solos não saturados e dada pela equação empírica (21). Com isso, diversas combinações de valores de coesão e ângulo de atrito associados às condições de poropressão e níveis de tensão na superfície de ruptura levam o solo a valores de resistência ao cisalhamento tais que se igualem as tensões cisalhantes mobilizadas e então a condição de instabilidade (FS=1) é atingida.

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \left[\left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \phi' \right] \quad (21)$$

Baseado nos ensaios laboratoriais, revisão bibliográfica e análise de sensibilidade os parâmetros de resistência e hidráulicos adotados no modelo que subsidiaram a discussão dos resultados apresentados a seguir são os relacionados na Tabela 16.

Tabela 16: Parâmetros geotécnicos adotados nas análises de fluxo e estabilidade

γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	K_{sat} (cm/seg)	Curva de retenção
21	4	27	1,03E-03	13A

Ressalta-se que outras combinações de parâmetros de resistência podem também levar o talude a ruptura nas condições de poropressão definidas no modelo de fluxo e adotadas nesta análise de estabilidade.

6.4 RELAÇÕES ENTRE SUCÇÃO E ESTABILIDADE DE TALUDE

Os perfis de poropressão apresentados e discutidos neste item correspondem à região localizada na parte mais superior da cunha de ruptura conforme destacado em azul na Figura 62. Esta região foi denominada como perfil 1.

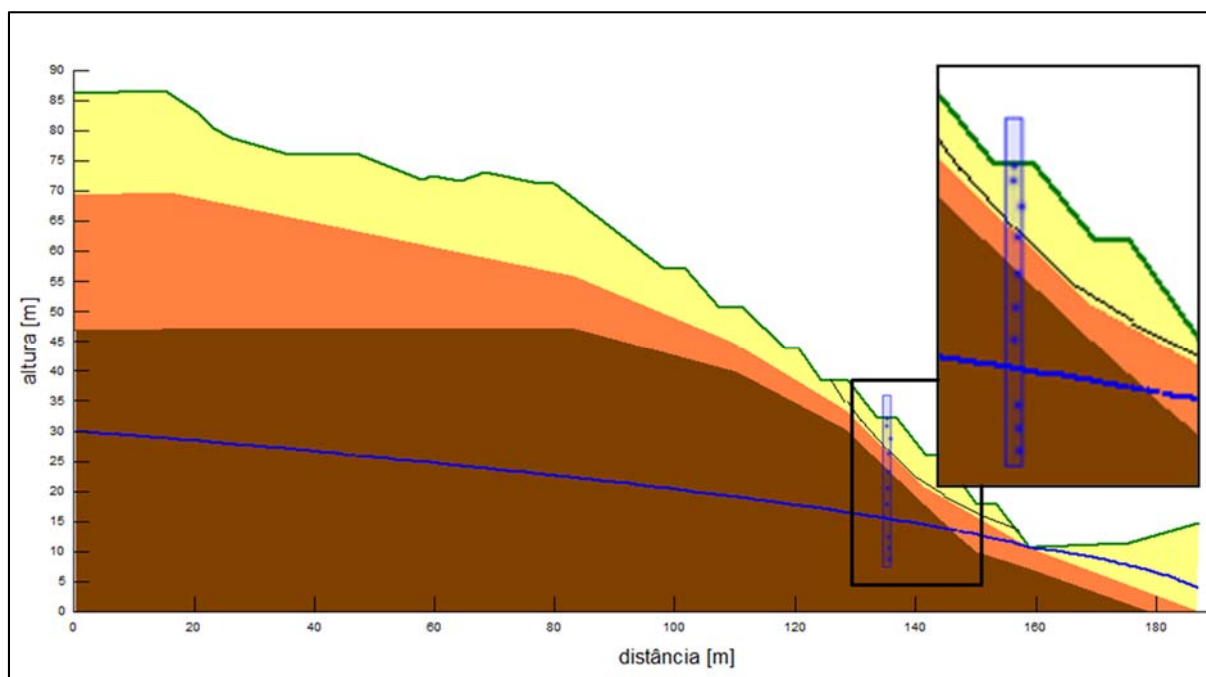
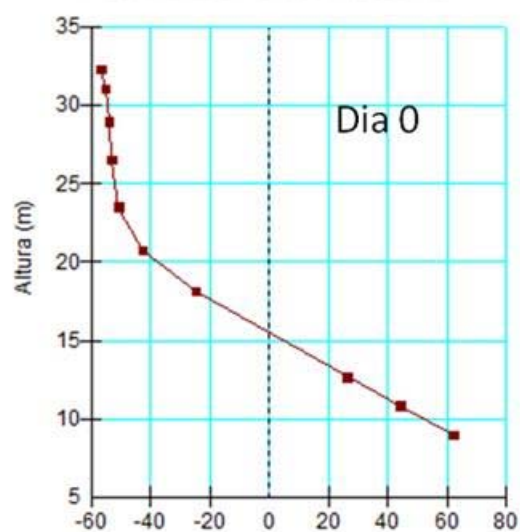


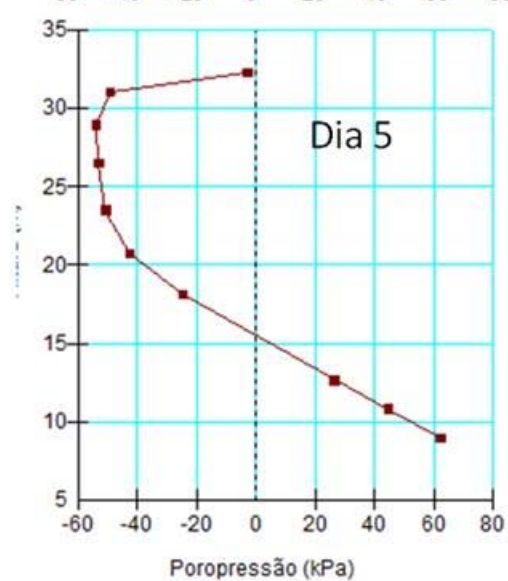
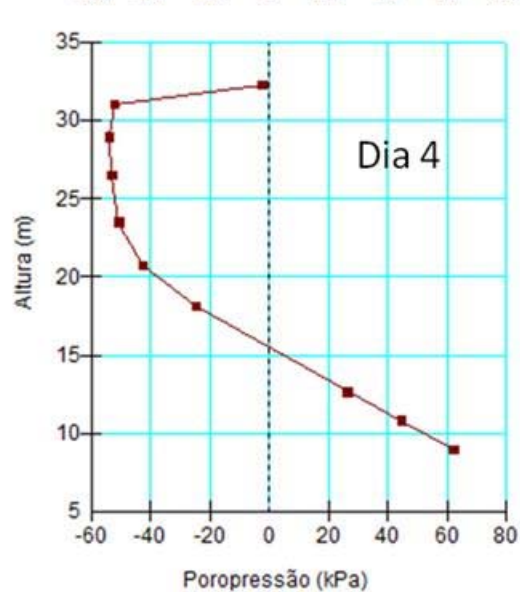
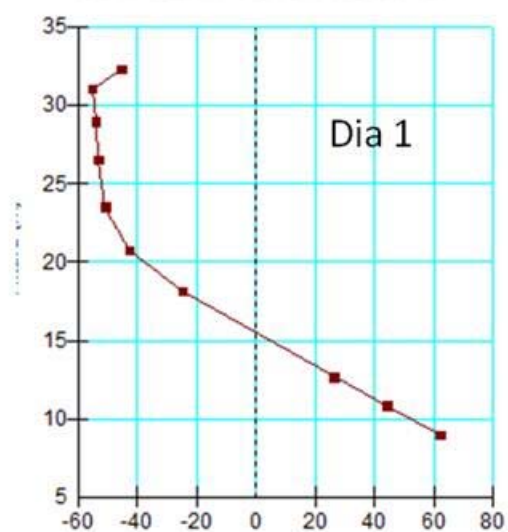
Figura 62: Em detalhe o perfil 1 tomado como referência para análise do das poropressões ao longo do tempo.

A Figura 63 apresenta a distribuição de poropressão para cada dia de chuva para o perfil 1.

PERFIL DE POROPRESSÃO



PERFIL DE POROPRESSÃO



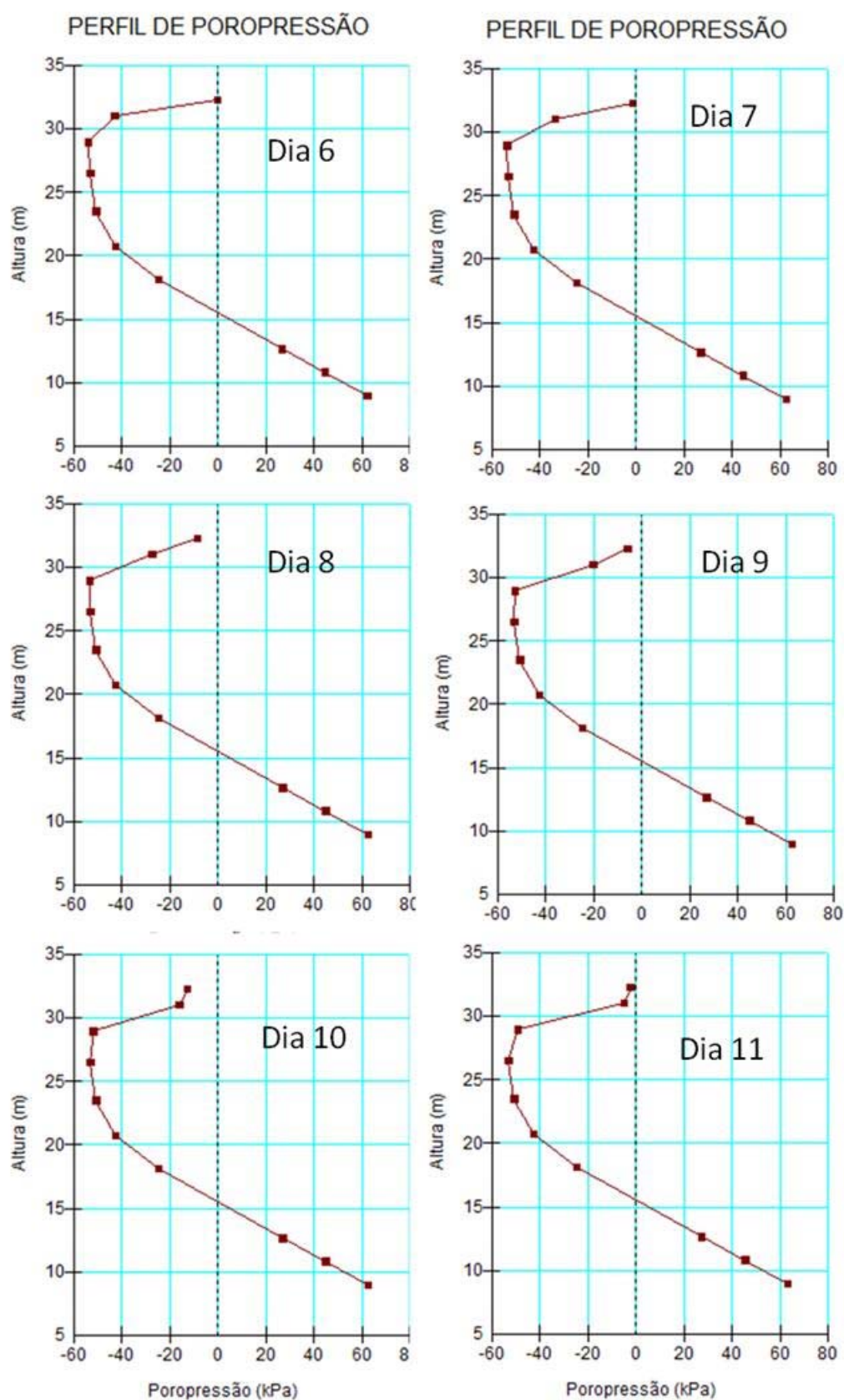


Figura 63: Poropressão ao longo dos 15 dias de análise para o perfil 1.

A chuva imposta a cada dia contribui para o aumento da poropressão (ou redução da sucção). No décimo quinto dia, apesar da chuva ter cessado, as camadas mais inferiores ainda apresentam tendência de redução da sucção, enquanto as camadas superiores tenderam a restaurar os níveis de sucção iniciais.

A Figura 64 apresenta a evolução do fator de segurança, calculado segundo as premissas apresentadas no item 6.3, para a superfície de ruptura real de ruptura.

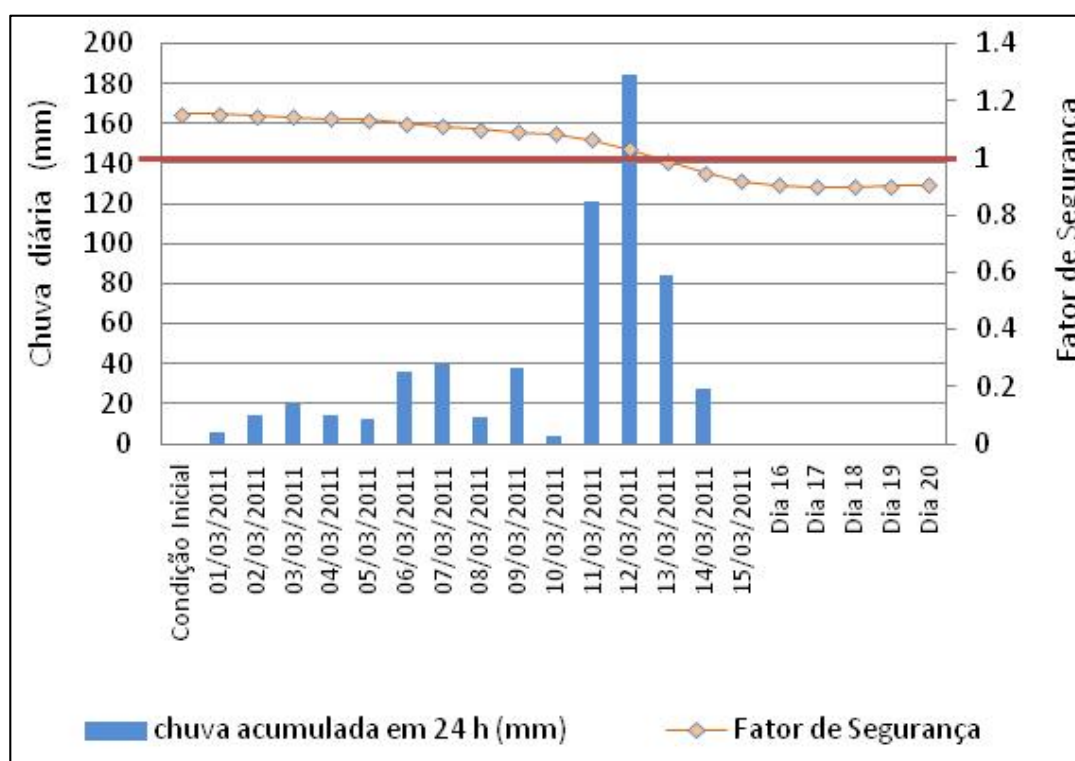


Figura 64: Fator de segurança ao longo do tempo para superfície de ruptura

Pôde-se observar (Figura 64) que o fator de segurança se reduz ao longo do tempo. E a queda mais acentuada do fator de segurança é dada após o dia 10 de março de 2011, quando o volume de chuva aumenta significativamente.

Apesar da chuva ter se interrompido no dia 15, o fator de segurança tende a cair até o dia 18, quando passa a apresentar tendência a se recuperar. Tal situação corrobora com os perfis de poropressão obtidos na análise transiente e apresentados na Figura 63, que mostraram que a sucção continua se reduzindo para profundidades próximas à superfície de ruptura mesmo após a chuva ter sido interrompida. Conforme Lumb (1975), num perfil de solo homogêneo, a velocidade máxima de infiltração da chuva será numericamente igual à permeabilidade saturada do solo.

A Figura 65 apresenta a poropressão na base de cada fatia que compõe a superfície de ruptura.

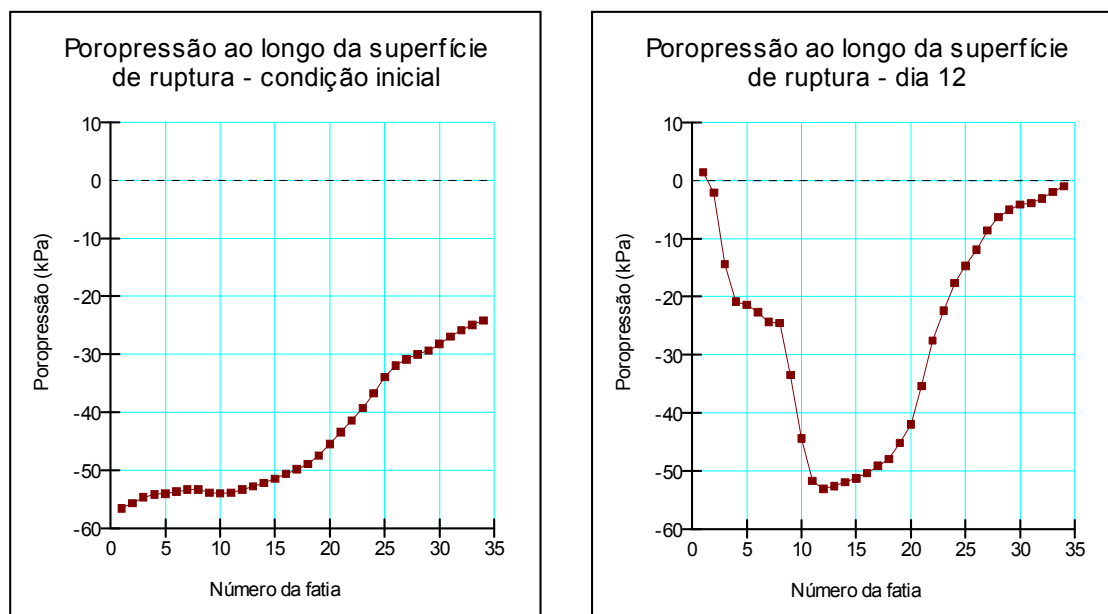


Figura 65: Poropressão atuante nas 34 fatias que compõe a superfície de ruptura para o primeiro dia de chuva e para décimo segundo dia de chuva.

Pode-se, na Figura 65, observar uma significativa redução da sucção da condição inicial para a encontrada no dia 12.

A resistência ao cisalhamento do solo foi calculada com base na teoria dos solos não saturados dada pela equação empírica (21). Com isso, a sucção atua no terceiro termo desta equação que corresponde à parcela de resistência ao cisalhamento influenciada pela umidade.

A Figura 66 apresenta a evolução da resistência ao cisalhamento não saturada (τ) do solo ao longo do tempo afetada, nesta análise, pela redução da sucção dada pelo aumento da umidade.

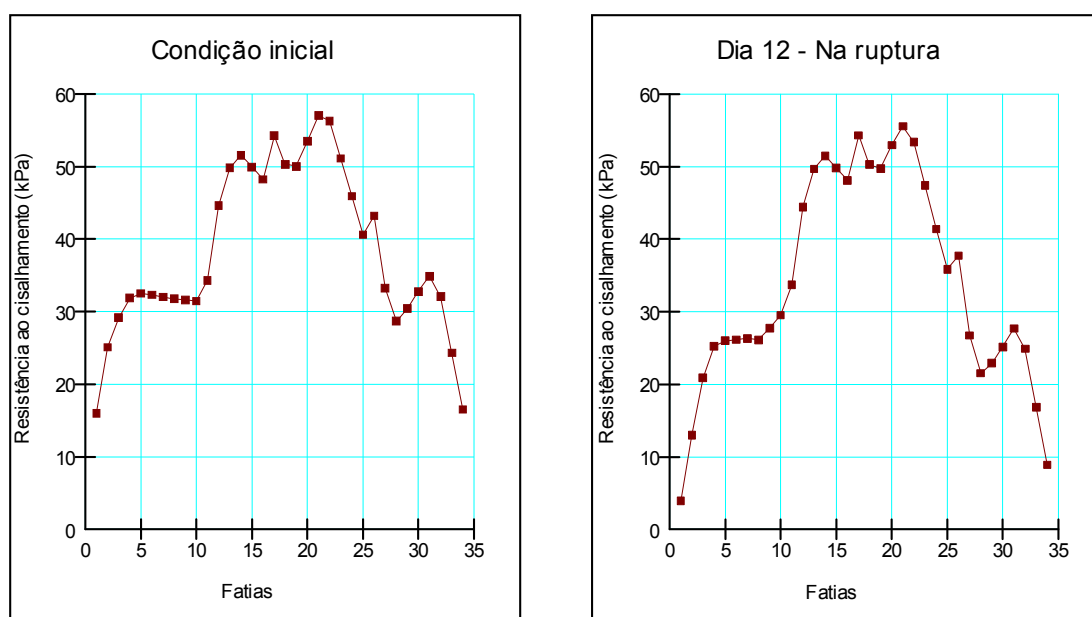


Figura 66: Resistência ao cisalhamento do solo atuante na base das 34 fatias que compõem a superfície de ruptura para o primeiro dia de chuva e décimo segundo dia de chuva

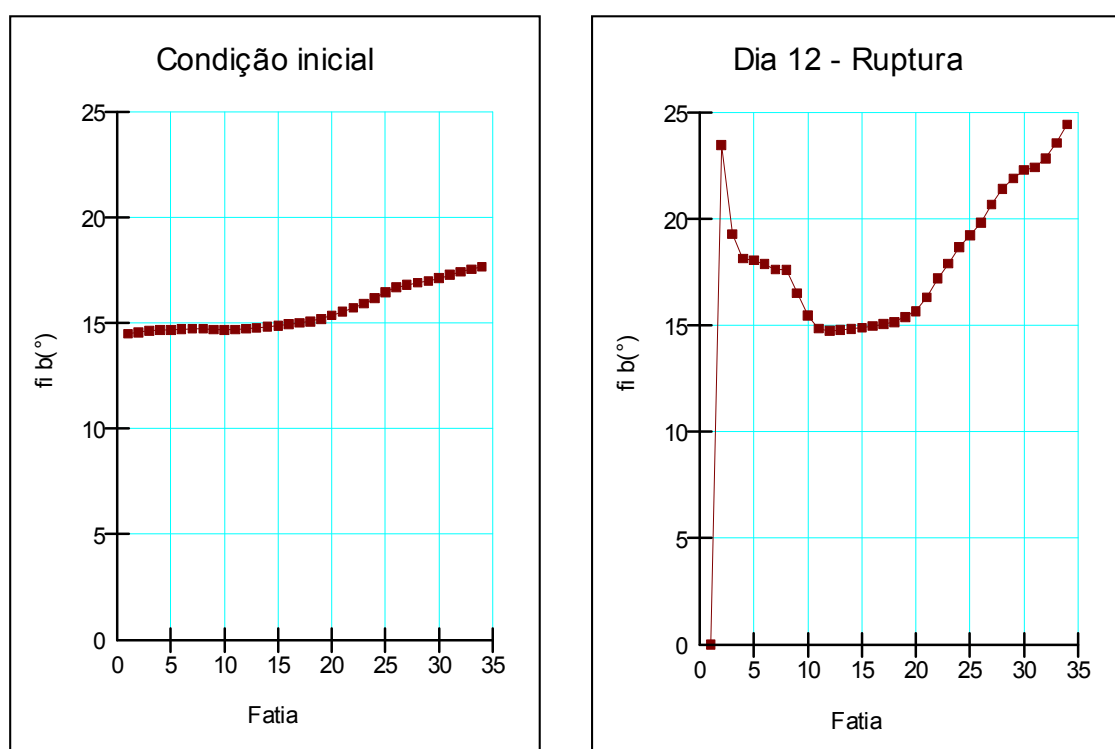


Figura 67: ϕ^b na base das 34 fatias que compõem a superfície de ruptura para o primeiro dia de chuva e décimo segundo dia de chuva

Seguindo a abordagem de Fredlund *et al.* (1987), o acréscimo de resistência representado pelo ϕ^b , dado pela relação (22), é consequência da sucção. Por esse

motivo ele é nulo na primeira fatia que está saturada, ϕ^b tende a aumentar com a redução da sucção.

$$\phi^b = \arctan \left[\left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \phi' \right] \quad (22)$$

Com o intuito de analisar a resistência ao cisalhamento do solo na superfície de ruptura na condição inicial e no momento da ruptura (décimo segundo dia) a Equação (21) foi dividida em duas partes, sendo a primeira parte dada pela expressão (23) e a segunda parte pela (24). Os valores de resistência ao cisalhamento não saturada na condição inicial e de ruptura assim como a contribuição à resistência ao cisalhamento não saturada dada pela parte 1 e 2 da equação (21) foram plotados na Figura 68.

$$c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' \quad (23)$$

$$(u_a - u_w) \left[\left(\frac{\theta_w - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \tan \phi' \right] \quad (24)$$

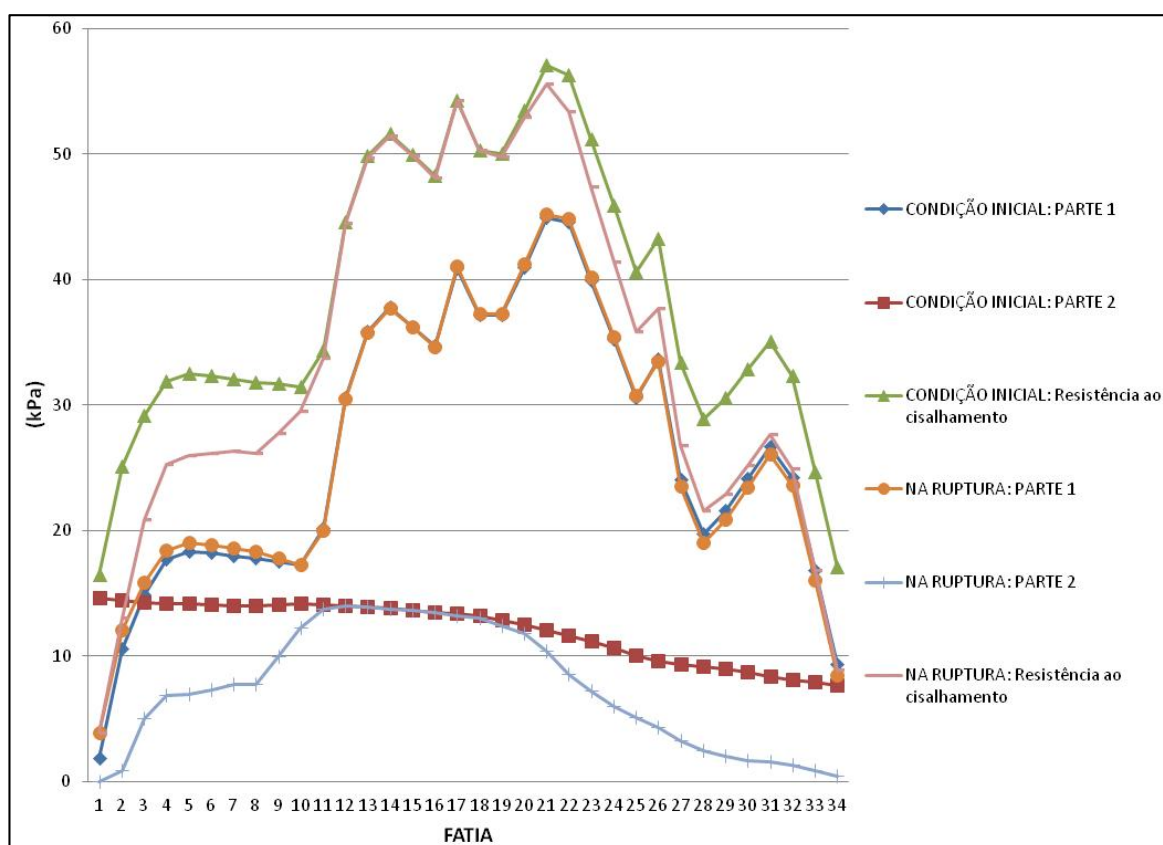


Figura 68: Resistência ao cisalhamento na condição inicial e de ruptura e contribuição à resistência dada pela parte 1 e 2 da equação (21).

Pode-se notar que a sucção não atua na primeira parte da equação (21). Com isso, somente um pequeno acréscimo de resistência ao cisalhamento é percebido na ruptura em comparação com as condições iniciais. Este acréscimo é referente ao aumento da tensão total dado pelo aumento da umidade (peso da água).

Na mecânica dos solos clássica, visto que a região em análise não está saturada, o efeito da sucção seria desconsiderado, assim somente o valor dado pela parte 1 da equação seria a resistência ao cisalhamento disponível para o solo.

Analisando somente a segunda parcela da equação, percebe-se que a redução da sucção, dada pela infiltração da chuva, faz com que a contribuição da parte 2 para a resistência ao cisalhamento do solo seja diminuída no momento da ruptura quando comparada com a condição inicial.

Para a fatia 1, que está saturada na condição de ruptura, a resistência ao cisalhamento do solo é numericamente igual ao valor obtido somente da parte 1 da equação, já que a segunda parcela é nula na saturação. Neste caso, a poropressão

para o décimo segundo dia é descontada da tensão normal total, ou seja, a resistência ao cisalhamento é calculada em termos efetivos.

Para este talude específico, a resistência ao cisalhamento média na superfície de ruptura, calculada por meio da teoria dos solos não saturados, ou seja, levando em consideração a sucção atuante, representou um acréscimo de resistência médio de 12 kPa para a condição inicial e de 7,4 kPa para a condição de ruptura quando comparada a considerada na mecânica clássica. Esse acréscimo de resistência representa respectivamente 31% e 22% da resistência ao cisalhamento não saturada total disponível.

7. CONCLUSÕES

Essa dissertação contemplou a caracterização de 10 amostras dos solos presentes no trecho de 36 quilômetros da rodovia BR 376, definição de um limiar pluviométrico crítico para deflagração de escorregamentos e análise de fluxo transiente com o objetivo de entender o comportamento das poropressões e sua relação como a estabilidade de um determinado talude.

Os colúvios apresentaram curvas granulométricas menos similares entre si quando comparadas as obtidas para os solos residuais. Na amostra AI-02 predominou material siltoso seguido por arenoso, diferentemente da amostra AI-13 que apresentou uma percentagem significativa de argila (30,7%). Nesta amostra a fração argilosa pode ser a responsável pela alta umidade volumétrica (59%) natural encontrada.

Nas curvas de retenção não foram percebidas tendências de curvatura mais ou menos acentuadas ligadas à granulometria dos materiais. Acredita-se que para os solos residuais tanto a permeabilidade saturada quanto a forma das curvas de retenção obtida nos ensaios estão mais ligadas à estrutura do material que à sua granulometria.

O conjunto de parâmetros de resistência encontrado para a massa rompida por meio de retroanálise foi de 4 kPa de coesão e 27 graus de ângulo de atrito. Esses parâmetros são inferiores aos encontrados por Vaz (2014) para o solo que compõe o talude analisado (coesão de 2,9 kPa e ângulo de atrito de 37graus). Os parâmetros de resistência encontrados na retroanálise foram atribuídos às estruturas reliquias do maciço que podem ter condicionado o escorregamento.

Os resultados obtidos nas análises de fluxo transiente e estabilidade mostraram que a condição crítica do talude analisado foi alcançada para pequenas variações de sucção, antes da saturação total do maciço e que a condição natural de estabilidade está relacionada à presença da sucção.

Em concordância com os níveis de sucção encontrados na campanha de ensaios, o modelo numérico apresentou sucção média na superfície de ruptura crítica com fator de segurança de 1,15 (condição natural) de 44 kPa. Para fator de segurança de 1,0 (condição de instabilidade) a sucção média encontrada no modelo foi de 25 kPa. Corroborando com as curvas de retenção obtidas, o modelo numérico mostrou

que apesar do grande volume de chuva imposto pequenas variações de sucção resultaram em instabilidade do talude analisado.

É interessante notar que os escorregamentos pretéritos, representados no limiar pluviométrico proposto nesta dissertação, ocorreram para grandes e atípicos volumes de chuva. Mesmo assim, como exemplificado no modelo numérico, a saturação total do maciço não ocorre. Observou-se que a pluviometria acumulada a partir de 24 horas apresentou a melhor correlação em relação à deflagração de escorregamentos na área de estudo. Acredita-se que grandes volumes de chuva tendem a gerar escoamento superficial, enquanto que chuvas de menor intensidade e duração mais prolongada tendem a favorecer a infiltração, elevar a umidade do solo e reduzir o nível de sucção natural o que afeta diretamente a estabilidade dos taludes.

A construção do modelo proposto para previsão de ocorrência de escorregamentos partiu do entendimento da intensidade da chuva que deflagrou cada movimento pretérito. Na área de estudo, e no Brasil em geral, informações detalhadas sobre a distribuição topográfica dos movimentos de massa e das chuvas são escassas.

Com base no conjunto de informações disponíveis, a relação entre pluviometria e ocorrência de escorregamentos proposta representa uma importante ferramenta para criação sistemas de alerta e desenvolvimento de um plano de mitigação de movimentos de terra para o local. Sua aplicação torna-se ainda mais eficiente se associada a estações pluviométricas capazes de processar dados em tempo real, possibilitando assim a emissão de alertas com o objetivo de se tomar decisões em termos de mobilização de equipes, interrupção ou desvio preventivo do tráfego ou controle de velocidade.

8. SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Com vistas a pesquisas futuras, os estudos desenvolvidos na presente dissertação permitem sugerir os seguintes tópicos:

- Executar ensaios triaxiais de grandes dimensões para aumentar o entendimento da influência das estruturas reliquias e planos de ruptura preferenciais na resistência ao cisalhamento do maciço.
- Calibrar o modelo numérico com os dados de tensiômetros já instalados no talude analisado nesta dissertação.
- Calibrar continuamente os limites da faixa pluviométrica crítica proposta, atentando-se ainda aos processos naturais ou antrópicos de evolução dos taludes rodoviários que tendem a reduzir ou aumentar os valores da pluviometria crítica.
- Elaborar um limiar pluviométrico físico baseado em retroanálises para a área de estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABGE, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. **Boletim Nº 4**: Ensaio de Permeabilidade em Solos, 1996.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1984a.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e Solos. Rio de Janeiro, 1995.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984b.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984c.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 9604**: Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas. Rio de Janeiro, 1986.

ABRAMENTO, M.; PINTO, S.P. Resistência ao cisalhamento de solo coluvionar não saturado da Serra do Mar. **Solos e Rochas**, v. 16, pp 145-158, 1993.

ARAÚJO, F. F. V.; GOME, C. C.; CASTRO, M. A. H. **Desenvolvimento de rotina AUTOLISP para análise do fluxo em barragens de terra utilizando o método dos elementos de contorno**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, XVII. São Paulo, 2007.

AU, S. W. C. Rain- induced slope instability in Hong Kong. **Engineering Geology**, Hong Kong v. 51, pp. 1-36, 1998.

AUGUSTO FILHO, O., VIRGILI, J.C. Estabilidade de taludes In: Oliveira, A.M.S.; Brito, S.N.A. (Eds.). **Geologia de Engenharia: ABGE**. Cap.15, p. 15-38, 1998.

BOSZCZOWSKI, R. B. **Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR**. Tese (doutorado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2008.

BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D.; PINHEIRO, J. B.; RIGO, M. L. **Residual Shear Strength of some Tropical Soils from Rio Grande do Sul**, 2001

BROOKS, R. J.; COREY A. T. **Hydraulic properties of porous media**, Hydrol. Pap. 3, Colo. State Univ., Fort Collins, 1964.

CALVETTI, L.; C. A. A. BENETI E E A. J. PEREIRA FILHO. **Características das estimativas de precipitação por radar, satélite e pluviômetros no Paraná: uma comparação entre chuva de verão e chuva provocada por frente fria.** Anais XV *Simpósio brasileiro de recursos hídricos*, Curitiba, CD-ROM, 2003.

D'ORSI, R. **Correlação entre pluviometria e escorregamentos no trecho da Serra dos órgãos da rodovia federal BR-116 RJ (Rio – Teresópolis).** Tese de doutorado em Ciências e Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro COPPE, Rio de Janeiro – RJ, 2011.

DECAGON. **Mini disk Infiltrometer.** Manual do usuário: versão 06. Decagon Devices, 2007.

DIAS, C. O. **Determinação da condutividade hidráulica de solos não saturados. Dissertação de mestrado.** Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil – PPGECC - Geotecnia, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná – UFPR. 2012.

FEUERHARMEL, C. **Aspectos do comportamento não saturado de dois solos coluvionares – gasoduto Bolívia-Brasil.** Dissertação de mestrado Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2003.

FIORI, A. P. **VI Relatório Interno de Pesquisa.** Recursos para Desenvolvimento Tecnológico – RDT. Projeto 04. Curitiba, 2014.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de Mecânica dos Solos e das Rochas: aplicações na estabilidade de taludes.** 2ª ed. rev. e amp. Curitiba: Editora UFPR, 2009.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. S. The shear strenght of unsaturated soils. **Journal of Geotechnical Engineering** Division. A. S. C., 1994.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; GAN, J. **Nonlinearity of strength envelope for unsaturated soils.** In: 6th. International Conference Expansive Soils, v. 1, p. 49-54, 1987.

FREDLUND, D. G; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils.** John Wiley& Sons, Inc. Canadá, 1993.

FREDLUND, D.G. Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Vol. 132, 286–321, 2006.

FREDLUND, D.G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 31, pp: 521-532, Saskatoon, Canada, 1994.

FREDLUND, D.G.; XING, A., HUANG S., Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve, University of Saskatoon, **Canadian Geotechnical Journal**, 1994.

FREDLUND, M. D., WILSON, G. W.; FREDLUND, D. G. - Use of the grain-size distribution for estimation of the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 39, No.5, pp.1103-1117, 2002.

FUTAI, M.M. **Estudo Teórico-Experimental do Comportamento de Solos Tropicais Não- Saturados: Aplicação a um Caso de Voçorocamento**. Tese – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 2002.

GASMO, J.M., RAHARDJO, H.; LEONG, E.C. Infiltration effects on stability of a residual soil slope. **Computers and Geotechnics Journal**, 2000.

GEORIO - Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro. Manual técnico de encostas da fundação GEO-RIO, 2000.

GEO-SLOPE. **Seepage Modeling with SEEP/W - An Engineering Methodology**. Manual do usuário. Geo-Slope International Ltd. Canadá, 2009.

GEO-SLOPE. **Stability Modeling with SLOPE/W - An Engineering Methodology**. Manual do usuário. Geo-Slope International Ltd. Canadá, 2004.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. Oficina de Textos: São Paulo– SP, 2013.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de Escavação**. 2ª Edição. São Paulo. Edgard Blücher, 194p, 1984.

GUZZETTI F., PERUCCACCI S., ROSSI M., STARK C.P. **Rainfall thresholds for the initiation of landslides**. In central and southern Europe. Meteorology and Atmospheric Physics, 98 (3-4): 239-267, 2007.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Testing – Vol. 2: Permeability, shear strength and compressibility test**. 1ª Edição. ELE international Limited, Londres, Inglaterra, 1981.

ITCF - Instituto de Terras e Cartografia. Reservas Estaduais. Relatório de Situação. Curitiba: ITCF, 1977.

KANJI, M. A. **Determinação de FI residual de Solos Argilosos por Ensaio de Cisalhamento Direto de Interface Lisa**. In: 11o. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, v. 2. p. 713-719, Brasília, 1998.

KANJI, M. A.; CRUZ, P. T.; MASSAD, F.; ARAUJO FILHO, H. A. **Basic and Common Characteristics of Debris Flows**. In: Pan Am. Symposium e COBRAE, 2nd, 223-231, Rio de Janeiro, Brazil, 1997.

KIM, J.; JEONG, S.; PARK, S.; SHARMA, J. **Influence of rainfall-induced wetting on the stability of slopes in weathered soils**. *Engineering Geology*, v. 75, p. 251-262, 2004

LUMB, P. Slope failures in Hong Kong. **Quarterly Journal of Engineering Geology**, v.8, p. 31-65, 1975.

MARINHO, F. A. M. **Medição de sucção com o método do papel filtro**. X Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. (2): 515-522, 1994.

MARINHO, F. A. M. Nature of soil-water characteristic curve for plastic soils. **Geotech. Geoenviron. Eng.** , pgs. 654–661, 2005.

MARINHO, F. A. M. **Os Solos Não Saturados: Aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados**. Texto apresentado à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para o Concurso de Livre-Docência na especialidade "Geomecânica" do Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. http://www.sns.org.br/full_control/arquivos/full_control_usuario/PESQUISA/PUBLICA/COES/Os%20S%20N%20Saturados%20LD%20-%20Marinho.pdf. 2005a

MCCARTNEY, J.S.; PARKS, J. **Uncertainty in predicted hydraulic conductivity functions of unsaturated soils**. In: ICSMGE CONFERENCE, 17th. Alexandria, Egypt, 2009.

MENDES, R.M. **Estudo das propriedades geotécnicas de solos residuais não saturados de Ubatuba (SP)**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Tese (Doutorado), 2008.

MEZZOMO, S. M.; ARAÚJO, F. A. I.; ASAKAWA, S. **Ações emergenciais adotadas nos acidentes geotécnicos ocorridos na BR376/PR em março de 2011**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, Porto de Galinhas – PE. Anais. ABGE, 2012.

MIERES, L. S.; A. F. M. Rosa; C. B. Saldanha; R. C. M. Alves e R. L. Saldanha. **Avaliação de fontes alternativas de dados de precipitação para aplicação em modelos hidrológicos**. *Anais XV Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto*, INPE, Curitiba, p. 5300-5307, 2011.

MILITITSKY CONSULTORIA GEOTÉCNICA. **Projeto Geotécnico de Estabilização de Encosta - km 661+200m Vol.1: Relatório de projeto**. Relatório técnico RT-07-376/SC-661-2-G23/501, 2011.

NG, C. W. W.; Shi, Q. A numerical investigation of the stability of unsaturated soil slopes subjected to transient seepage. **Computers and Geotechnics Journal**, 1998.

OLIVEIRA, G.A. **Correlação entre Pluviometria, Piezometria e Movimentos das Encostas dos Quilômetros 87 e 101 da Rodovia BR 116/RJ (Rio-Teresópolis)**. Tese de doutorado em Ciências e Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro COPPE, Rio de Janeiro – RJ, 2012.

PARANÁ. **Plano de Manejo: Área de Proteção Ambiental da Serra do Mar**. Curitiba: SEMA/Instituto Ambiental do Paraná. Programa Proteção da Floresta Atlântica - Pró-Atlântica/Paraná, 2003.

PERUCCACCI S.; M. T. BRUNETTI; S. LUCIANI; C. VENNARI E F. GUZZETTI. **Lithological and seasonal control on rainfall thresholds for the possible initiation of landslides in central Italy**. *Geomorphology*, v. 139-140, p. 79–90, 2012.

PRETTO, J., H. F. **Análise de tensão x deformação de uma encosta natural. Estudo de caso: Morro do Boi – Balneário Camboriú**. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil – PPGECC - Geotecnia, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná – UFPR. 2014.

PREVEDELLO, C.L.; LOYOLA, J.M.T. **Modelo para estimar as propriedades hidráulicas de meios porosos a partir da curva granulométrica**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, São Paulo, 2002. Anais. São Paulo, ABMS. p.467-472, 2002.

SAITO H.; D. NAKAYAMA e MATSUYAMA H. **Relationship between the initiation of a shallow landslide and rainfall intensity—duration thresholds in Japan**. *Geomorphology*, v. 118, p. 167–175, 2010.

SANTOS, R. C. **Análise paramétrica da infiltração e sua influencia na estabilidade de taludes em solo não saturado**. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2004.

SESTREM, L. P. **Concepção e implantação de um plano de instrumentação para avaliação das condicionantes geotécnicas de uma encosta litorânea**. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil – PPGECC - Geotecnia, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná – UFPR, 2012.

TATIZANA, C.; OGURA, A. T.; CERRI, L. E. S.; ROCHA, M. C. M., “Análise de Correlação entre Chuvas e Escorregamentos – Serra do Mar, Município de Cubatão” In: **Anais do 5º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia**, v. 2, pp. 225-236, ABGE, São Paulo (SP), Brasil, 1987a.

TATIZANA, C.; OGURA, A. T.; CERRI L. E. S.; ROCHA, M. C. M., Modelamento numérico da análise de correlação entre Chuvas e Escorregamentos aplicado às

encostas da Serra do Mar. In: **Anais do 5º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia**, v. 2, pp. 237-248, ABGE, São Paulo (SP), Brasil, 1987b.

TARANTINO, A.; MOUNTASSIR, G. E. Making unsaturated soil mechanics accessible for engineers: Preliminary hydraulic–mechanical characterisation & stability assessment. **Engineering Geology** ed. 165 pp 89–104, 2013.

TERZAGHI, K.V. Principles of soil mechanics: I – phenomena of cohesion of clay. **Engineering News Record**. Vol. 95 n.19, pp.742-746. 1925.

TONUS, B. P. A. **Estabilidade e Taludes: Avaliação dos métodos de equilíbrio limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da Serra do Mar paranaense**. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil – PPGECC - Geotecnia, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná – UFPR. 2009.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação (2ª ed.)**. Editora UFRGS, ABRH, 952p, 1993.

VAN GENUCHTEN, M.Th. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Soil Science of America Journal**, v. 44, p. 892-898, 1980.

VANAPALLI, S.K.; FREDLUND D.G.; PUFAHL, D.E.; CLIFTON, A.W. Model for the Prediction of Shear Strength with respect to Soil Suction. **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 33, pp. 379-392, 1996.

VANAPALLI, S.K.; FREDLUND. Comparison of Empirical Procedures to Predict the Predict the Shear Strength of Unsaturated Soils Using the Soil-Water Characteristic Curve. **ASTM Proceedings, Unsaturated Soils**, Geo-Denver 2000, Special Publication, No. 99, pp. 195-209, 2000.

VARNES, D.J. **Slope movements: types and processes**. In: Schuster, R.L. and Krizek, R.J. (Eds.). **Landslide Analysis and Control**, National Academy of Sciences, Transportation Research Board Special Report 176, Washington, 11–33, 1978.

VAZ, A. P. de M. S. **Estudo de áreas suscetíveis a escorregamento em sub-bacia do rio São João, BR 376 entre os km 665 e 668**. Dissertação de mestrado. Pós-graduação em geologia da UFPR, 2014.

WOLLE, C. M.; CARVALHO, C.S. Deslizamentos em encostas na Serra do Mar - Brasil. **Revista Solos e Rochas**: São Paulo, 12: 27-36, 1989.

WOLLE, M. C.; HACHICH, W. **Rain-induced landslides in southeastern Brazil**. 12th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Rio de Janeiro: 1639-1642, 1989.

YUAN C. C.; C. T. CHIEN; Y. F. CHIEH; Y. W. HUI E T. C. CHIEH. **Rainfall duration and debris-flow initiated studies for real-time monitoring.** *Environ Geol*, v. 47, p. 715–724, 2005.

ZHAN, T. L. T.; NG C. W. W.; ASCE M. Analytical Analysis of Rainfall Infiltration Mechanism in Unsaturated Soils. **International Journal of Geomechanics**, 2004.